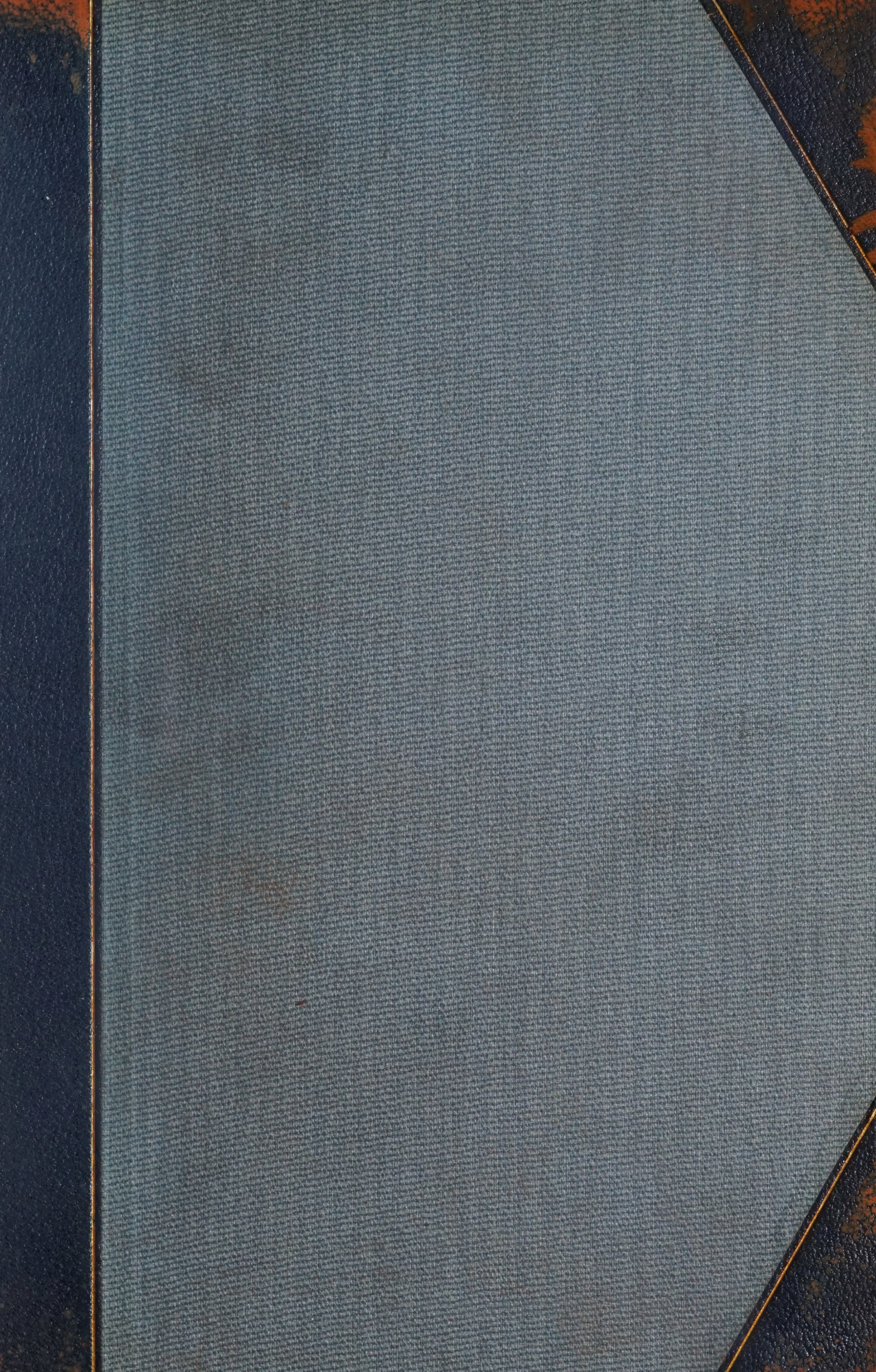
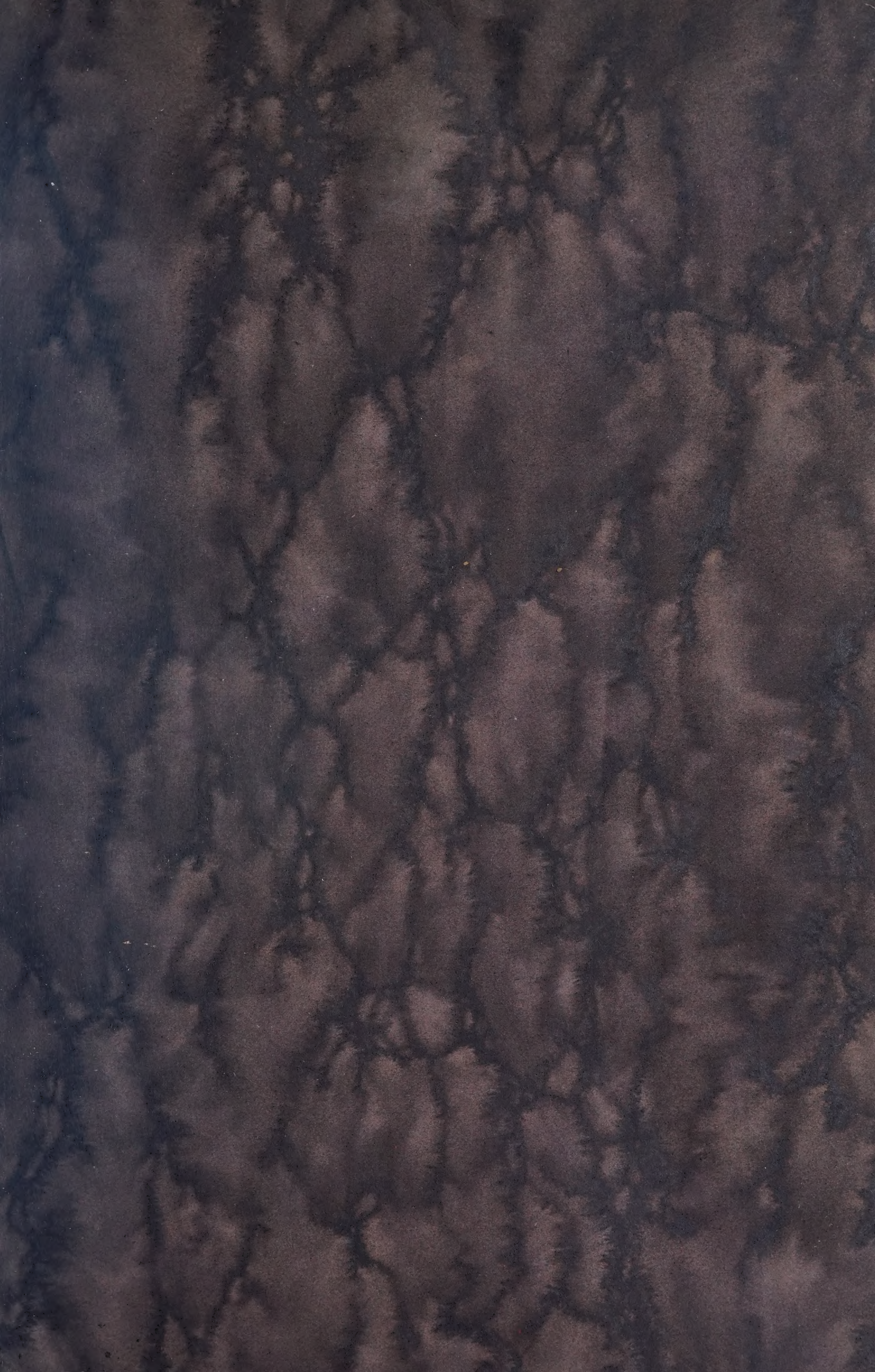






Handbuch für Eisenbetonbau

HANDBUCH

FÜR

EISENBETONBAU

ZWEITE NEUBEARBEITETE AUFLAGE

IN ZWÖLF BÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON

DR. INGENIEUR F. VON EMPERGER

K. K. OBERBAURAT, REGIERUNGSRAT IM K. K. PATENTAMT IN WIEN

DRITTER BAND

GRUND- UND MAUERWERKSBAU.



BERLIN 1910

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

GRUND- UND MAUERWERKSBAU

DRITTER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

ZWEITE AUFLAGE

GRUNDBAU :: MAUERWERKSBAU

BEARBEITET VON

F. VON EMPERGER :: A. NOWAK

MIT 1008 TEXTABBILDUNGEN



BERLIN
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

KURZE INHALTSÜBERSICHT
der **ersten** Auflage.

Erster Band: Entwicklungsgeschichte. Theorie des Eisenbetons.

Zweiter Band: Der Baustoff und seine Bearbeitung.

Dritter Band: Bauausführungen aus dem Ingenieurwesen.

1. TEIL: Grund- und Mauerwerksbau. Wasserbau und verwandte Anwendungen. (Uferbefestigungen. Wehre und Staumauern. Schleusen. Leuchttürme und Leuchtbaken. Hellinge und Schiffahrtszeuge.)
2. TEIL: Wasserbau und verwandte Anwendungen. (Flüssigkeitsbehälter. Röhrenförmige Leitungen und offene Kanäle. Aquadukte und Kanalbrücken.) Bergbau. Tunnelbau. Stadt- und Untergrundbahnen.
3. TEIL: Brückenbau. Eisenbahnbau. Anwendungen im Kriegsbau.

Vierter Band: Bauausführungen aus dem Hochbau und Baugesetze.

1. TEIL: Hochbaukonstruktionen.
2. TEIL: Gebäude für besondere Zwecke.
3. TEIL: Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten. Bauunfälle.

INHALTSÜBERSICHT

der **zweiten** Auflage.

Erster Band: Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons.

I. Kapitel. **Die Grundzüge der geschichtlichen Entwicklung des Eisenbetons.** Bearbeitet von M. Foerster, Professor an der Kgl. Sächs. Technischen Hochschule in Dresden.

II. Kapitel. **1. Druckfestigkeit des reinen, bewehrten und umschnürten Betons. 2. Versuche mit Säulen und ihre Berechnung.** Bearbeitet von Dr. Max R. v. Thullie, k. k. Hofrat, Professor an der Technischen Hochschule in Lemberg.

III. Kapitel. **Versuche mit Balken aus Eisenbeton.** Bearbeitet von Dr.-Ing. K. Wienecke, Kgl. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Berlin.

IV. Kapitel. **Theorie des Eisenbeton-Balkens.** Bearbeitet von Dr. Ing. Ph. Völker, Dozent für Eisenbeton an der Großherzoglich Technischen Hochschule in Darmstadt.

V. Kapitel. **Versuche mit Gewölben.** Bearbeitet von J. A. Spitzer, Ingenieur, Direktor der Firma G. A. Wayss u. Cie. in Wien.

VI. Kapitel. **Theorie des Gewölbes und des Eisenbetongewölbes im besonderen.** Bearbeitet von J. Melan, k. k. Hofrat, o. ö. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

Zweiter Band: Der Baustoff und seine Bearbeitung.

I. Kapitel. **Baustoffe.** Bearbeitet von Dipl.-Ing. K. Memmler, und H. Burchartz, Ingenieur, ständige Mitarbeiter am Königl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde-West.

II. Kapitel. **Betonmischmaschinen.** Bearbeitet von H. Albrecht, Ingenieur in Berlin.

III. Kapitel. **Betonierungsregeln.** Bearbeitet von R. Janesch, beh. aut. Bauingenieur in Wien.

IV. Kapitel. **Schalung im Hochbau.** Bearbeitet von O. Rappold, Ingenieur in Stuttgart.

V. Kapitel. **Schalung bei Balkenbrücken.** Bearbeitet von O. Rappold, Ingenieur in Stuttgart.

VI. Kapitel. **Schalung bei Bogen.** Bearbeitet von Dozent Dr. techn. A. Nowak, k. k. Oberingenieur im Eisenbahnministerium in Wien.

Dritter Band: Grund- und Mauerwerksbau.

I. Kapitel. **Grundbau.** Bearbeitet von Dr. Ing. F. v. Emperger, k. k. Oberbaurat, Regierungsrat im k. k. Patentamt in Wien.

II. Kapitel. **Mauerwerksbau.** Bearbeitet von Dozent Dr. techn. A. Nowak, k. k. Oberingenieur im Eisenbahnministerium in Wien.

Vierter Band: Wasserbau.

I. Kapitel. Uferbefestigungen. Bearbeitet von F. W. Otto Schulze, Professor an der Technischen Hochschule in Danzig.

II. Kapitel. Schleusen. Bearbeitet von F. W. Otto Schulze, Professor an der Technischen Hochschule in Danzig.

III. Kapitel. Leuchttürme und Leuchtbaken, Hellinge, Schiffsgefäße. Bearbeitet von F. W. Otto Schulze, Professor an der Technischen Hochschule in Danzig.

IV. Kapitel. Wehre. Bearbeitet von F. W. Otto Schulze, Professor an der Technischen Hochschule in Danzig.

V. Kapitel. Staudämme und Talsperren. Bearbeitet von Dipl.-Ing. L. Kauf, techn. Bureauchef der Firma Wayss & Freytag A.-G. in München.

Fünfter Band: Flüssigkeitsbehälter, Röhren, Kanäle.

VI. Kapitel. Flüssigkeitsbehälter. Bearbeitet von Ingenieur R. Wuczkowski in Wien.

VII. Kapitel. Röhrenförmige Leitungen und offene Kanäle, Aquadukte und Kanalbrücken. Bearbeitet von Regierungsbaumeister a. D. Lorey, Stadtbaurat in Zeitz.

Sechster Band: Brückenbau.

I. Kapitel. Balkenbrücken. Bearbeitet von Regierungsbaumeister W. Gehler, stellvertretender Direktor der Firma Dyckerhoff u. Widmann A.-G., Privatdozent an der Kgl. Sächs. Technischen Hochschule in Dresden.

II. Kapitel. Bogenbrücken. Bearbeitet von Dipl.-Ing. Th. Gesztessy in Berlin.

III. Kapitel. Die Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbrückenbau. Bearbeitet von O. Colberg, Regierungsbaumeister a. D., Direktor der Firma Rella u. Neffe in Wien.

Siebenter Band: Eisenbahnbau, Tunnelbau, Stadt- und Untergrundbahnen, Bergbau, Anwendungen des Eisenbetons im Kriegsbau.

I. Kapitel. Eisenbetonbalkenbrücken. Bearbeitet von Professor Dr. C. Zielinski in Budapest. Mit Anhang: Über einige auf Grund der „Vorläufigen Bestimmungen der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin“ ausgeführte Bauten. Bearbeitet von J. Labes, Regierungs- und Baurat in Berlin.

II. Kapitel. Eisenbahnschwellen. Bearbeitet von Dr.-Ing. R. Bastian in Biebrich a. Rh.

III. Kapitel. Leitungen. Bearbeitet von Dr.-Ing. R. Bastian in Biebrich a. Rh.

IV. Kapitel. Sonstige Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbahnwesen. Bearbeitet von Dr.-Ing. R. Bastian in Biebrich a. Rh.

V. Kapitel. Tunnelbau. Bearbeitet von Dozent Dr. techn. A. Nowak, k. k. Oberingenieur im Eisenbahnministerium in Wien.

VI. Kapitel. Stadt- und Untergrundbahnen. Bearbeitet von Regierungsbaumeister a. D. Schaar, Professor an der Militärtechnischen Akademie und Dozent an der Technischen Hochschule in Berlin.

VII. Kapitel. Bergbau. Bearbeitet von B. Nast, Ingenieur in Frankfurt a. M.

VIII. Kapitel. Kriegsbau. Bearbeitet von Regierungsbaumeister a. D. Schaar, Professor an der Militärtechnischen Akademie und Dozent an der Technischen Hochschule in Berlin.

Achter Band: Feuersicherheit. Bauunfälle. Bestimmungen.

I. Kapitel. Feuersicherheit. Bearbeitet von Dr. Ing. R. Saliger, Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

II. Kapitel. Bauunfälle. Bearbeitet von Dr. Ing. F. v. Emperger, k. k. Oberbaurat, Regierungsrat im k. k. Patentamt in Wien.

III. Kapitel. Bestimmungen. Bearbeitet von O. Natorp, Regierungs- und Baurat im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Berlin.

Neunter Band: Hochbaukonstruktionen. I.

I. **Kapitel. Architektonische Ausgestaltung.** Bearbeitet von E. von Mecenseffy, Professor an der Technischen Hochschule in München.

II. **Kapitel. Innerer Ausbau.** Bearbeitet von W. Knapp, Baurat, Lehrer an der Großherzoglich Technischen Hochschule in Darmstadt.

III. **Kapitel. Treppen.** Bearbeitet von Dipl.-Ing. E. Elwitz in Düsseldorf.

IV. **Kapitel. Kragbauten, Hoch- und Ingenieurbau.** Bearbeitet von R. Heim, Oberingenieur der Firma Karl Brandt in Berlin-Schöneberg.

Zehnter Band: Hochbaukonstruktionen. II.

I. **Kapitel. Dachbauten.** Bearbeitet von Dr. Ing. R. Saliger, Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

II. **Kapitel. Kuppelgewölbe.** Bearbeitet von R. Kohnke, Professor an der Technischen Hochschule in Danzig.

Elfter Band: Gebäude für besondere Zwecke. I.

I. **Kapitel. Geschäftshäuser.** Bearbeitet von O. Neubauer, Regierungsbaumeister in Berlin.

II. **Kapitel. Saal- und Versammlungsbauten.** Bearbeitet von R. Thumb, Dipl.-Ing. in München.

III. **Kapitel. Fabrik- und Lagerhäuser.** Bearbeitet von F. Boerner, Zivilingenieur in Düsseldorf.

Zwölfter Band: Gebäude für besondere Zwecke. II.

I. **Kapitel. Silos.** Bearbeitet von S. Sor, Oberingenieur der Firma Wayss & Freytag A.-G. in Berlin.

II. **Kapitel. Landwirtschaftliche Bauten.** Bearbeitet von Dr. Ing. L. Hess, k. k. Professor in Brünn.

III. **Kapitel. Schornsteine.** Bearbeitet von Dr. Ing. R. Saliger, Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

VORWORT ZUM DRITTEN BANDE.

Durch nichts wird die Notwendigkeit der Herausgabe des Handbuches für Eisenbetonbau wohl besser bewiesen, als durch die Tatsache, daß die für ein so umfangreiches und kostspieliges Werk gewiß ausreichende Auflage von 2000 Exemplaren hinsichtlich der zuerst erschienenen Bände vergriffen war, ehe es möglich wurde, die Arbeit zum vollständigen Abschluß zu bringen, und daß man mit der Herausgabe des vierten und letzten Bandes zugleich bereits das Neuerscheinen des zuerst veröffentlichten und aufgelegten III. Bandes (alter Einteilung) ankündigen mußte.

Es liegt im Wesen der Sache, daß die vorerst für den III. Band fertig vorliegende zweite Auflage sich zunächst den innerhalb von zwei Jahren sich aufgehäuften, nicht unbedeutenden Neuerungen zuzuwenden hatte. Was die Bearbeitung im vorliegenden Falle besonders schwierig machte, war der Umstand, daß man seiner Zeit bei der Herausgabe des zuerst erschienenen dritten Bandes nur eine ungefähre Ahnung von dem voraussichtlichen Umfange des Werkes hatte, so, daß das zuerst erschienene Kapitel „Grundbau" so ziemlich das einzige war, das sich genau im Rahmen des ursprünglich beabsichtigten Umfanges gehalten hat. Die späteren Kapitel ließen diese künstliche Beschränkung nach und nach fallen, so daß für diese jetzt nicht nur eine Ergänzung, sondern eine vollständige Neubearbeitung unternommen werden mußte, um das ganze Werk auf die gemeinsame Grundlage eines Kompendiums des Eisenbetonbaues zu stellen. Dies erfordert z. B. bei dem Kapitel „Grundbau" eine Verdreifachung des Umfangs, ebenso sind die folgenden Abschnitte einer vollständigen, wenn auch nicht so umfangreichen Umarbeitung unterzogen worden.

Die Herausgabe der zweiten Auflage fällt zusammen mit dem Abschluß der stürmischen Entwicklung des Eisenbetonbaues in den letzten Jahren. Aller Voraussicht nach hat jetzt diese Wissenschaft ihre Sturm- und Drangperiode hinter sich und tritt nunmehr in das Stadium einer ruhigen, selbstbewußten und allerseits anerkannten Fortentwicklung.

Schließlich ist der wiederholt gemachten Anregung durch Beigabe eines Sachverzeichnisses für jeden einzelnen Band entsprochen worden, dessen Bearbeitung Stadtbaurat E. Brugsch, Spandau übernommen hat.

Das Handbuch findet seine fortlaufende Ergänzung durch die in „Beton u. Eisen" erscheinende Zeitschriftenschau, welche mit Rücksicht darauf eine entsprechende umfassende Ausgestaltung erfahren hat.

Wien, im Februar 1910.

Dr. Ingenieur F. von Emperger.

Inhalts-Verzeichnis

des

III. Bandes, zweite Auflage.

Grund- und Mauerwerksbau.

I. Kapitel: **Grundbau.**

α) Flachgründungen . . . 1
Geschichte . . . 1
Mißgriffe bei Flachgründungen . . . 2
Baugrundbelastung . . . 9
Die alte und neue Methode der Verbreiterung . . . 25
Einzelne Platten . . . 33
Gruppenplatten . . . 40
Exzentrisch belastete Fundamentplatten . . . 44
Beispiele von Gruppenplatten . . . 48
Plattenrost . . . 52
Statische Berechnung einer Mauer . . . 60
Bauten im Bergwerksterrain . . . 62
Platten unter ganzen Gebäuden . . . 75
Zur Theorie der allseitig aufgelagerten Platten . . . 80
Fundamentplatten mit unteren Rippen . . . 101
Fundamentplatten mit oberen Rippen . . . 110
Statische Berechnung der Fundamentplatte . . . 115
Wasserdichte Keller . . . 127
Umbauten . . . 139
Maschinenfundamente . . . 144
β) Schwebegründungen . . . 147
Die Mitwirkung des Bodens . . . 155
Das Verdrängungsmaß einer Bodengattung . . . 155
Die Entlastung der Fundamentkörper durch Erddruck . . . 158
Ueber die Form der schwebenden Pfähle . . . 163
System Raymond . . . 172
System Stern (Konuspfahl) . . . 174
Beispiele von schwebenden Pfahlgründungen mit gewöhnlichen Pfählen . . . 180
Bodenanker und Zugpfähle . . . 184
System Compressol (Grundstößelramme) . . . 187
γ) Tiefgründungen . . . 197
Pfeiler und Pfähle mit Fußverbreiterung . . . 198
Eisenbetonpfähle . . . 204
a) Schutz gegen Fäulnis . . . 205
b) Schutz gegen den Bohrwurm . . . 207
c) Schutz eiserner Tragpfähle . . . 211
d) Gerammte Eisenbetonpfähle . . . 212
Tragfähigkeit der Pfähle . . . 225
Belastungsproben . . . 225
Rammformeln . . . 231
Uebersicht der Bezeichnungen für die verwendeten Werte . . . 233

Uebersicht der bekanntesten Rammformeln 234
Versenkung durch Einspülung 244
Fundamentträger und Pfahlroste 251
An Ort und Stelle einbetonierte Pfähle 264
System Simplex 266
System Strauß 273
Umbau bestehender Bauwerke mittels Tiefgründung 281
δ) Hohlkörpergründungen 284
1. Brunnen 284
2. Kastengründung 299
3. Luftdruckgründung 302
Anhang: Umschließung der Baugrube mit fertigen oder an Ort und Stelle hergestellten Wänden 310

II. Kapitel: **Mauerwerksbau.**

Allgemeines 319
I. Mauern gegen Winddruck 320
1. Allgemeine Berechnung 320
2. Beispiele von Einfriedigungsmauern 326
3. Beispiele von Blend- und Giebelmauern 331
II. Mauern gegen Erddruck 345
1. Allgemeines 345
a) Ermittlung des Erddruckes auf rechnerischem Wege 346
b) Zeichnerische Ermittlung des Erddruckes 348
2. Mauern mit Strebepfeilern 349
3. Winkelstützmauern 353
a) Allgemeines. Mauern nach Chaudy 353
b) Reine Winkelstützmauern 354
c) Winkelstützmauern mit Rippen 356
Beispiele ausgeführter Winkelstützmauern 369
III. Mauern gegen Wasserdruck 402
IV. Mauern gegen Erd- und Wasserdruck 402
V. Widerlager von Tragkonstruktionen 415
1. Widerlager für freiaufgelagerte Tragkonstruktionen 415
2. Widerlager für eingespannte Tragkonstruktionen 417
3. Ausbildung hoher Widerlager 422
VI. Zwischenpfeiler von Tragkonstruktionen 422
VII. Rekonstruktionen von Mauern, Widerlagern 431
1. Mauern 431
2. Widerlager 435
3. Pfeiler 439

Sachverzeichnis 445

Berichtigungen.

Seite 214, Einschub nach der 23. Zeile von oben:

Die Herstellung der röhrenförmigen Pfähle geschieht wohl am einfachsten mittels des Schleuderverfahrens, dessen Verlauf sich im V. Bande der zweiten Auflage ausführlich beschrieben findet Diese Röhren können je nach Bedarf zylindrisch oder konisch und mit einem beliebigen Querschnitt hergestellt werden, und kann ebenso der Rohrquerschnitt abgestuft werden. Dieselben erhalten eine äußere und eine innere Spiralbewehrung um die etwa in der Fleischmitte angeordneten Längsstäbe. Sie kosten ab Fabrik bei entsprechender Zahl etwa 6 Mark für 1 lfd. m. Die Spitze kann angegossen oder auch nachträglich befestigt werden.

Seite 237, Zeile 24 von oben soll es heißen:

anstatt:

Der Tangierungspunkt an der Eytelweinkurve . . . . . . bis 4 Zeilen tiefer

richtig:

Der Tangierungspunkt an der Eytelweinkurve — die Grenze der Gültigkeit — ist gegeben durch die beiden Grenzordinaten

$$W_g = \frac{W_m + R + Q}{2} \quad \text{und} \quad \tau_g = \frac{R^2 h}{W_g (R + Q)} \doteq \frac{h}{\frac{W_m}{R} - 2}.$$

Letzteres gilt in der Voraussetzung von $R = Q$. Die Tangente selbst hat die Gleichung

$$W = W_m - \tau \frac{(W_m - R - Q)^2}{4 R^2 h} (R + Q)\cdot$$

Dieser Linienzug hat . . . .

Seite 239, Zeile 14 von oben soll es richtig heißen:

$$W = \frac{W_m}{t_m} \frac{(t_m + 1)}{(t_m - t + 1)} - \frac{W_m}{t_m}.$$

Seite 241, Einschub zu Abb. 261:

Die Abb. 261 a gibt uns einen Vergleich der Verhältnisse bei Holz und bei Eisenbeton und zeigt insbesondere, wie rasch und gleichmäßig bei Eisenbeton trotz der genauen geometrischen Form die Widerstände zunehmen, während der Holzpfahl selbst bei bedeutenden Tiefen dieselbe Widerstandsfähigkeit zeigt.

Grund- und Mauerwerksbau.

I. Kapitel. Grundbau.

Bearbeitet von Dr. Ing. **F. v. Emperger,** k. k. Oberbaurat in Wien.

Die Methoden des Grundbaues haben durch die Einführung des Eisenbetons grundstürzende Änderungen erfahren, die der Hauptsache nach durch die folgenden wichtigen Vorteile dieser Bauweise — abgesehen von der Ökonomie — gegenüber den älteren Methoden erklärt erscheinen.

Erstens ist es möglich, durch Anwendung des Eisenbetons ein stofflich und statisch einheitliches Ganzes zwischen dem Grundbau und dem aufgehenden Bauwerk herzustellen.

Zweitens ist man bei der Herstellung von Verbreiterungen nicht an jene engen Grenzen gebunden, die das gewöhnliche Mauerwerk in dieser Hinsicht einhalten muß.

Drittens ist das Baumaterial vom Grundwasserspiegel unabhängig.

Viertens erlaubt dasselbe, je nach Bedarf alle jene Baumethoden und Eigenschaften bei der Verlegung oder Einrammung zu benutzen, die sonst nur beim Holz oder nur bei Mauerwerk in Betracht gekommen sind und die sich in vieler Hinsicht ergänzen.

Fünftens gestattet der Eisenbeton eine dem statischen Bedürfnisse weitgehend angepaßte Formgebung und Ausnutzung der Form durch entsprechende Bewehrung.

Je nachdem es zweckmäßig ist, mit einem flachen und großen Fundament für das ganze Bauwerk vorzusorgen, oder mit einer tiefen und wenig umfangreichen Unterlage der einzelnen Stützpunkte den Grundbau auszugestalten, gelangen wir zur folgenden Einteilung seiner Anwendungs-Formen und -Möglichkeiten:

α) Flachgründungen
β) Schwebegründungen
γ) Tiefgründungen
δ) Hohlkörpergründungen.

Die Schwebegründung β ist eine Übergangsform zwischen α und γ.

Der letzte Abschnitt δ enthält eine Reihe von Sonderformen, bei welchen die Möglichkeit der anfänglich kastenförmigen Herstellung des Eisenbetontragkörpers ausgenutzt wurde, ein Abschnitt, der seine eingehende Behandlung und Fortsetzung in dem anschließenden Kapitels über Mauerwerksbau und in dem IV. Bande, zweite Auflage, I. Kapitel, Wasserbau (Kaibauten) erfahren soll und hier nur kurz behandelt ist.

Je nachdem diese Hohlkörper geformt sind, unterscheiden wir sie weiter bei beiderseits offenen Rohren in Brunnen, bei unten geschlossenen Rohren in Kästen und endlich, wenn sie oben geschlossen sind, in Caissons für die Luftdruckgründung.

α. Flachgründungen.

Geschichte. Das älteste bekannte Beispiel dieser Art ist nach Brennecke die 1846 erbaute Nikolaikirche in Hamburg. Diese steht auf einem 2,5 m starken Traßbetonbett, das unter dem Turm sogar 3,45 m hoch ist und bereits mit zahlreichen Bandeisen bewehrt wurde. Die sonst bekannt gewordenen Beispiele späteren Datums aus Hamburg (Börse, Dresdener Bank u. a.) begnügen sich mit Betonplatten von etwa 1,5 bis 2 m Stärke. Derselbe Verfasser berichtet über nur 1 m starke Betonplatten ebenda, wo oben auch ein 180 mm I-Trägerrost unter der betreffenden Mauer verlegt wurde. Es wurden

hierbei jedoch nur ein oder zwei Längsträger verwendet, was sich — wie ja leicht einzusehen — als eine unzureichende Sicherung gegen die Brüche in der Platte erweisen mußte, da das Eisen sich im Druckgurt befunden hat und auch (im Vergleich mit einem Schwellrost) eine Querverbindung fehlt. Diese Methode, deren Gebrauch sich auch in allen holländischen Städten, die mit dem gleichen Boden zu kämpfen haben, nachweisen läßt, hat Verbreitung bis nach Chicago gefunden;[1]) dort wurde auch derselbe, durch die Bauweise naheliegende Fehler übernommen, die Eisen nur auf den Beton zu legen und dem Beton nur den Charakter einer ausgleichenden Unterlage und eines Zwischenmittels zuzuerkennen. Diese Form der Unterlage kam in Chicago, als der Wiege der Wolkenkratzer, beim Bau der so bezeichneten hohen Häuser seit 1880 zur besonderen Ausbildung. Das erste Gebäude dieser Art, das „Rookery", wurde mit Hilfe von alten Eisenbahnschienen, die späteren mit I-Trägern hergestellt. (Siehe Abb. 27, 30b, 56 u. a.) Es ist nicht ohne Interesse für den Werdegang, daß man bei dem ersten Versuch dieser Art auf europäischem Boden 1906 (dem Ritzhotel in London[2]) neuerdings auch dieses wenig empfehlenswerte Detail, wenn auch mit entsprechend starken Eisen, wiederholt hat, während doch die Schicht Beton unter dem Eisen nur so viel zu betragen braucht, als zur Sicherung der Eisen nötig erscheint. Als Vorläufer der Bauweise in bewehrtem Beton ist hier wie auch auf anderen Gebieten des Eisenbetons auf die Schließe zu verweisen, als welche auch die im obenerwähnten Betonfundament erwähnten Flacheisen aufzufassen sind; weiter sei auf Vorschläge wie jene von T. Nulthenius[3]) und E. Otto[4]) (Abb. 1) und die umgekehrten, mit Schließen zusammengehaltenen Gewölbe des historischen Interesses wegen verwiesen.

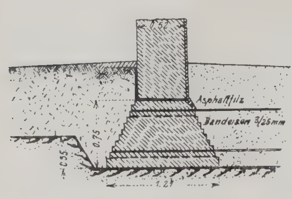


Abb. 1. System E. Otto.

Mißgriffe bei Flachgründungen. Eine wichtige Voraussetzung für den einwandfreien Gebrauch der Flachgründung und ihren Bestand ist eine nahezu gleichmäßige Setzung auf der von ihr bedeckten Fläche. Vielfach ist dies von vornherein ausgeschlossen, anderwärts wird dies erst später in Frage gestellt. Doch selbst bei gleichmäßigem Baugrund ist von ihrer Anwendung abzuraten, wenn der Baugrund so wenig Zähigkeit zeigt, daß das Bauwerk wie ein Schiff eine gewisse Tauchtiefe haben müßte, um als stabil zu gelten. Das lehrreichste Beispiel dieser Art stellen die Abb. 2 bis 6 dar. Hierüber wäre folgendes zu sagen: Das europäische Viertel der Stadt Tunis mit seinen Hafenbauten steht auf einer alten Lagune, die vor etwa 12 Jahren ausgefüllt wurde; da das Terrain erst bei einer Tiefe von 30 m tragfähige Schichten aufweist, so ist man gezwungen, dasselbe direkt zu benutzen und dabei große Senkungen mit in Kauf zu nehmen. Es ist aus den älteren Mitteilungen Cottacins bekannt gewesen, daß das Terrain bei Druck derart ausweicht, daß Mauern mit gewöhnlichen Fundamenten darin verschwinden und nur große Platten mit etwa 0,4 kg/cm² Druck standhalten. Bei dem Bau einer großen Mühle, die, wie aus Abb. 2 ersichtlich, aus drei Gebäuden besteht, wurde jedes auf große Platten gestellt. Die Gebäude Nr. 1 und 2 waren bereits fertig und scheinbar zur Ruhe gekommen,

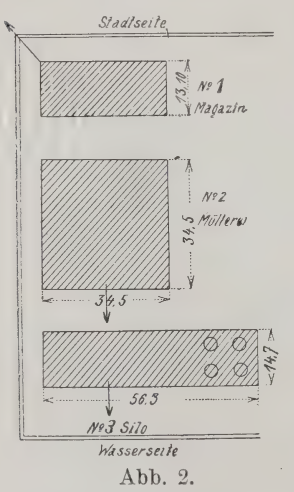


Abb. 2.

[1]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1893, Nr. 28.
[2]) Concrete, London 1907, S. 441.
[3]) Tijdskrift v. h. K. Institut v. Ing. 1897, S. 102 u. 114.
[4]) Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237.

als die Siloanlage Nr. 3 aufgeführt wurde. Vor Vollendung der letzteren hatte sie sich, wie aus der Abb. 4 ersichtlich, in der Richtung des alten Kanalbeckens geneigt und dabei eine Ausladung von 3,50 m auf einer Höhe von 20 m erhalten, ohne daß das Gebäude hierdurch einen Schaden erfuhr. Durch eine einseitige Belastung ist es gelungen, sowohl dieses Gebäude als auch das große Nachbargebäude Nr. 2, das nur 50 mm Ausschlag zeigte, wieder gerade zu richten; das Gebäude Nr. 3 war bei diesem Vorgang um 2,50 m in das Terrain hinabgesunken, und es war nötig, um die in Keller-

Nr. 1 Magazin. Nr. 2 Müllerei. Nr. 3 Silo.



Abb. 3.

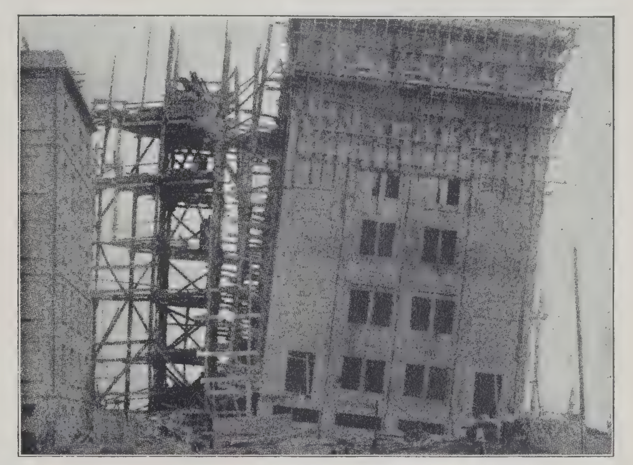


Abb. 4.

Abb. 2 bis 6. Mühlenbau in Tunis.

höhe versenkten Parterreräume zu ersetzen, dem Gebäude einen neuen Stock aufzusetzen. Nachdem dies geschehen, neigte sich das Gebäude Nr. 1 nach der entgegengesetzten Seite, wobei diesmal der Ausschlag an der einen Ecke 5,90 m bei einer Höhe von 23 m betrug. Auch hier betrug die Einsenkung 2,50 m. Es ist wahrscheinlich, daß der Anstoß für die letztere Bewegung von der Senkung bei Haus Nr. 2 u. 3, wahrscheinlich aber nicht von einem gleichmäßigen Ausweichen des Terrains nach einer bestimmten Richtung entstanden ist, also eine rein lokale Erscheinung war, die durch lokale Mittel behoben werden konnte. Im vorliegenden Fall wurde beim Gebäude Nr. 1, dessen Anblick die Abb. 4 zeigt, dem schwersten unter den vorliegenden Fällen, in der in der Abb. 5 gezeigten Weise vorgegangen. Es wurden Schlitze längs der in die Höhe gehobenen Seiten des Gebäudes gegraben, um ein Ausweichen des Materials nach dieser Richtung hin zu erleichtern, und gleichzeitig wurde das Gebäude auf derselben Seite belastet, insgesamt wurden 400 t aufgebracht. Auf diese Weise ist es gelungen, das Gebäude in den alten Stand zurückzubringen. Abb. 6 zeigt uns den dortigen Bodencharakter deutlicher.

Abb. 5.

Trotz alledem ist es nicht gelungen, die Gebäude ihrer Bestimmung zuzuführen, indem sich schon anfangs bei der neuerlichen Inbetriebsetzung solche Schwankungen ergaben, daß man einen regelmäßigen Maschinenbetrieb nicht aufrechterhalten konnte und eine Wiederholung der Katastrophe in einem späteren Zeitpunkte zu erwarten gewesen wäre. Wenn diese Wiederholung während des Betriebes eingetreten

wäre, so wären die Folgen dann noch viel unangenehmer geworden. Man entschloß sich unter solchen Umständen, die Bestimmung des Gebäudes ganz aufzugeben. Die Angabe, daß die Anlage einen Wert von 10 Millionen Francs darstellt, liefert einen hinreichenden Maßstab für die Schwere des Unfalls.

Über einen zweiten Fall dieser Art berichtet Herr Ingenieur Walter Stroß-Alexandrien.[1]) Das Beispiel sei hier angeführt, obwohl, wie die Abb. 7 zeigt, es sich um keine Flachgründung gehandelt hat, sondern der fragliche Widerlagspfeiler auf Kompressolpfähle gestellt worden ist, von denen es aber nicht feststeht, ob sie tief genug hinabgeführt wurden. Bemerkenswert sind die dort angegebenen genaueren Daten über die Güte und sonstige Verläßlichkeit des Bodens, der trotzdem durch irgend eine geänderte Lastverteilung die in der Abb. 7 dargestellte Verschiebung erfahren hat, die zeigt, daß das Bauwerk gegen diese Kräfte nicht die nötige Stabilität besaß. Das Bauwerk erhielt schließlich eine gewöhnliche, bis auf festen Grund hinabreichende Pfahl-



Abb. 6.

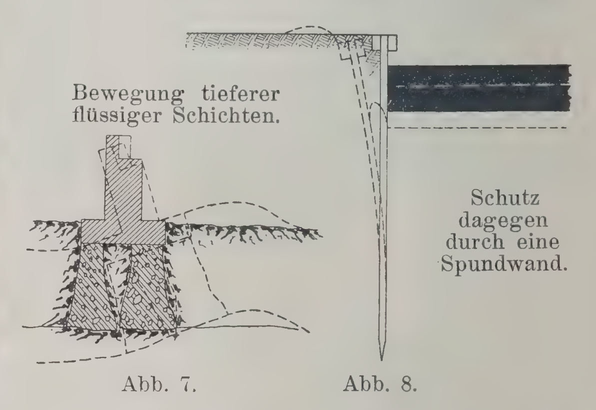


Abb. 7. Abb. 8.

gründung[1]). Hier ist wohl der Platz, einer einfachen Vorkehrung zu gedenken, die, richtig angewendet und entsprechend ausgebildet, sehr wohl in der Lage ist, mäßigend auf derartige Störungen zu wirken. Es ist dies die Eingrenzung des Bauplatzes durch eine Spundwand, wie sie die Abb. 8 zeigt.

In den meisten Fällen wird man sich diese Auslage bei einer Flachgründung ersparen können, und nur in den erwähnten schwierigen Fällen scheint ihre Anordnung notwendig. Sie hält nicht nur tiefer liegende Störungen vom Bauplatze fern, und verhindert ein seitliches Ausweichen des Materials, sondern ist auch imstande, den oft unregelmäßigen Druck auf die ganze Fläche besser zu verteilen. Es muß in solchen Fällen nur Vorsorge getroffen werden, daß die Spundwand, die unten genügend festsitzen muß, auch oben in ihrem Verbund sichergestellt bleibt, etwa durch in Beton verlegte Schließen, die gleich von vornherein herzustellen wären. Ein solches Hilfsmittel wird bei mäßigen Tiefen des festen Baugrunds genügen, um die notwendige Stabilität sicherzustellen. Herr Oberingenieur Schellenberger, derzeit in Hildesheim, schreibt mir hierzu: Bei meinem Aufenthalte in Bremen hatte ich Gelegenheit, den Bau einer Fundierungsplatte für ein Lagerhaus in Geestemünde zu beobachten. Um zu verhindern, daß der in seinen oberen Schichten besonders weiche

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft V, S. 110 u. Heft VI, S. 143.

Schlick unter der Platte ausweicht, wurde dicht am Rande der Platte ringsum eine solide Spundwand eingetrieben. Der Schlick besitzt gegen seitlichen Flächendruck, wie





Abb. 9a. Reservoir in Middelkerke. Abb. 9b.

ich dies schon beim Undosabad im Starnberger See beobachtet hatte,[1]) eine bedeutende Widerstandskraft, die naturgemäß mit der Tiefe zunimmt. Wird nun eine Spundwand tief genug eingetrieben, so ist es ganz ausgeschlossen, daß der Boden unter der Spundwand hindurchgepreßt wird oder, wie in der Abb. 8 angedeutet, die Spundwand beiseite schiebt. Um letzteres zu verhindern, genügt im allgemeinen eine entsprechende Tiefe. (Siehe auch Abb. 12.)

Ein Beispiel in Eisenbeton bieten die von der Brückenbauanstalt Gustavsburg hergestellten Gasbehälter (siehe am Ende dieses Kapitels), bei denen — Beispiele finden sich in Wien und München ausgeführt vor — eine Sandunterlage angelegt und diese Unterlage durch eine Eisenbeton-Ringmauer zusammengehalten wird, um so den Sand zusammenzuhalten und zu einer gleichmäßigen Druckübertragung auf den Boden und

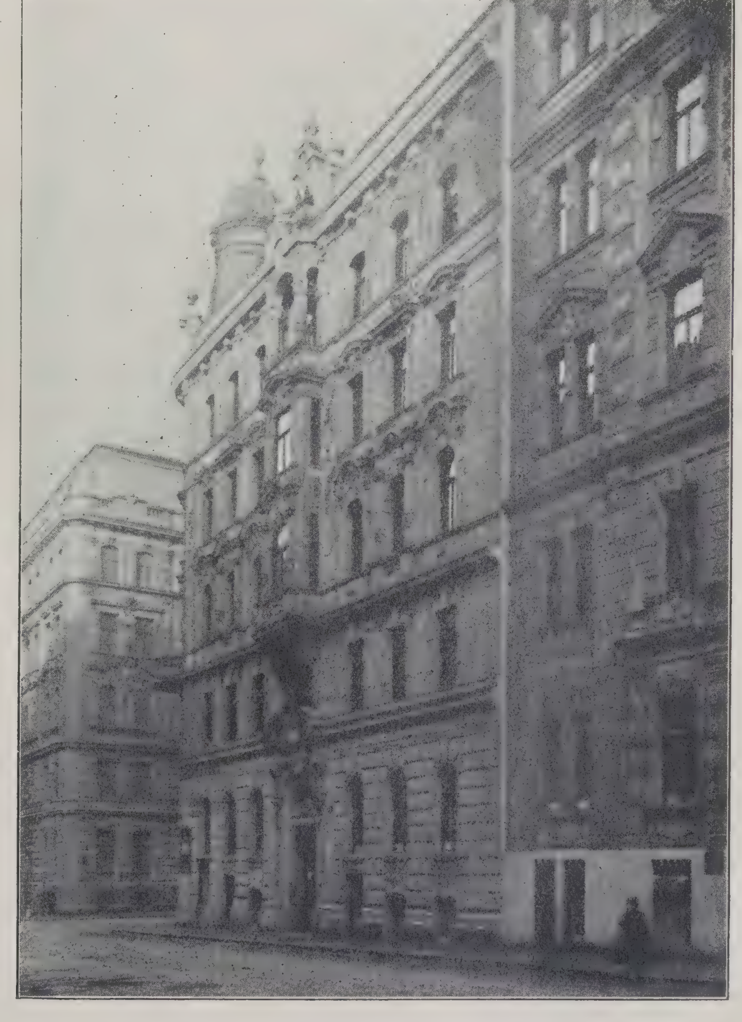


Abb. 10. Schiefe Häuser in Wien.

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft X, S. 247.

den Seitenwänden zu zwingen. Eine besondere Sorgfalt verlangen solche Fundamente bei kontinuierlichen Bogen- und Balkenbrücken, während bei der Vergabe solcher Arbeiten zu oft nur auf die sorgfältige Ausführung des Überbaues Gewicht gelegt wird. Als ein Beispiel der sich hieraus ergebenden Folgen sei auf den Einsturz der Bogenbrücke[1]) über den Illinoisfluß bei Peoria und in Newark[2]) verwiesen.

Weitere Beispiele ungleichmäßiger Senkung sind ziemlich zahlreich. Obwohl große Abweichungen, wie z. B. Abb. 9a u. b beim Reservoir in Middelkerke,[3]) die in diesem Falle durch das Platzen eines benachbarten Wasserrohres entstanden sind, zu den Seltenheiten gehören, so finden sich kleine Abweichungen um so häufiger vor. Um hier auch Beispiele aus dem Hochbau anzuführen, sei auf einige Wiener Bauten[4]) hingewiesen, die darunter zu leiden hatten. Die Abb. 10 zeigt mehrere auf 1,5 m starke Betonplatten fundierte Gebäude, deren gleichmäßig hofseitiges Überhängen an der Nachbarflucht deutlich ersichtlich ist. Es sei auf die weiter unten angegebenen Daten über Senkungen bei den in der Folge beschriebenen Ausführungen verwiesen (Abb. 17). In den letzterwähnten und in den ähnlichen Fällen handelt es sich eigentlich nur um Schönheitsfehler, da eine so geringe Schiefstellung der Konstruktion nicht weiter schädlich ist. Sie wird oft genug bei freistehenden Gebäuden, die über die Hand gemauert wurden, nur aus diesem Grunde zu beobachten sein.[5]) Trotzalledem ist auch dies dem Wert des Gebäudes abträglich, und man muß schon deshalb trachten, dies Ungleichmäßigkeiten zu vermeiden, weil die Grenze des Zulässigen schwer zu bestimmen ist. Zu ihrer Vermeidung dienen vorherige Belastungsproben, die die Setzungsverhältnisse auf den verschiedenen Teilen des gewählten Grundplans bestimmen sollen, oder eine Rückversicherung durch einige Pfähle (siehe Schwebegründung unter β).

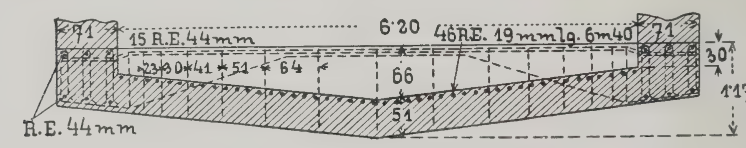


Abb. 11. Schiffbodenartige Grundplatte in New-York.

Handelt es sich jedoch um gefährliche Bodenarten, wie die oben beschriebenen, so dürfte es außerdem am Platze sein, denselben durch einen entsprechenden Grundriß und Formgebung der Platte vorzubeugen. Da Ausführungen dieser Art bisher nicht bekannt geworden sind, so wollen wir uns mit dieser Andeutung begnügen, da das Handbuch es tunlichst vermeidet, Entwürfe zu bringen. Es sei hier einer Ausführung einer schiffartigen Form der Platte (Abb. 11) Erwähnung getan, wie sie beim Bau des Kaufhauses Shayne in New-York Verwendung gefunden hat.

Wir wollen hier ausnahmsweise auch der Projekte Erwähnung tun, die beim Kapitol der Stadt Mexiko gemacht wurden, die jedoch unseres Wissens noch zu keiner Entscheidung geführt haben. Die Stadt liegt auf einem alten 250 bis 300 m tiefen See, der durch Aschenregen ausgefüllt wurde, dessen Grundwasserstand sich heute 2 bis 3 m unter Straßenhöhe befindet. Ich entnehme dem Mexican Herald vom 8. November 1908 die Behauptung, daß Ingenieur J. Lecomte bereits 1902 eine hohle Platte als Fundierung zu diesem Zweck vorgeschlagen hat. V. Forestier[6]) veröffentlicht nunmehr zwei neuere Entwürfe von Ed. Coignet, von denen wir den einen als typisch für solche Vorschläge hier wiedergeben wollen. In der Abb. 12 ist der ganze Keller des Gebäudes wie bei einem Schiffskörper mit verkehrten Gewölben versehen, die die Belastung selbst unter

[1]) Eng. News 1909, 13. Mai, S. 529.
[2]) Eng. News 1896.
[3]) Kullrich u. Sachs, die Verwendung des Eisenbetons im Hochbau mit Rücksicht auf die neuesten Versuche. Berlin 1909.
[4]) Beton u. Eisen 1908, Heft III, S. 50.
[5]) Handbuch für Eisenbetonbau, erste Auflage, IV. Bd., 3. Teil, S. 208, Abb. 65.
[6]) Bulletin technologique 1907, August.

dem Turm auf 0,5 kg/cm^2 herabdrücken sollen. Am Umfang dieser Gewölbe sind Spundwände angebracht worden, um das seitliche Ausweichen des Bodens zu hindern.

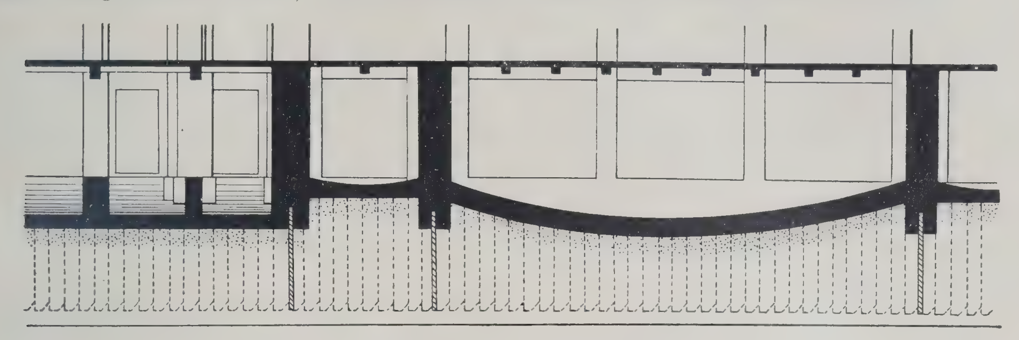


Abb. 12. Grundplatte mit Spundwänden in Mexiko.

Natürlich hängt die Ausführbarkeit solcher Vorschläge von der Gleichmäßigkeit des Bodens ab. Ein Beispiel, wo diese Gleichmäßigkeit erst später in Frage gestellt wurde, ist der Untergrund von Chicago, der aus bis 30 m mächtigem Seeschlamm besteht; derselbe hat nicht jene Gleichmäßigkeit gezeigt, die man ihm nach den ersten Erfahrungen

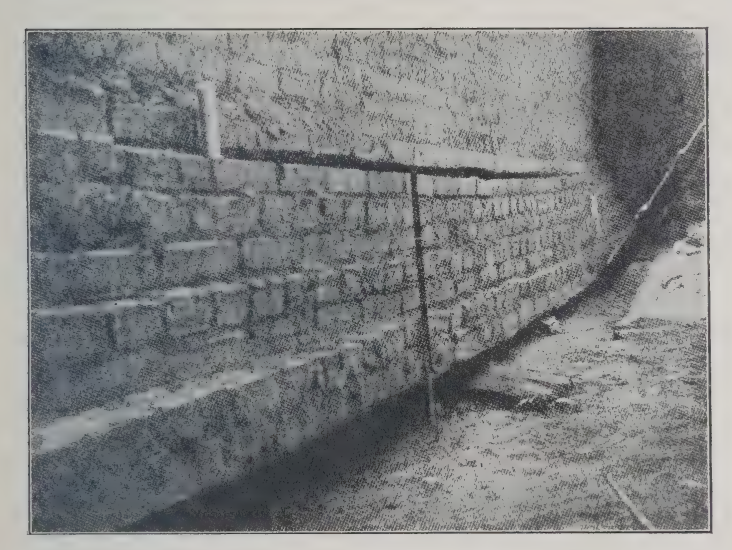


Abb. 13. Nachträgliche Terrainsenkung unter dem Fundament.

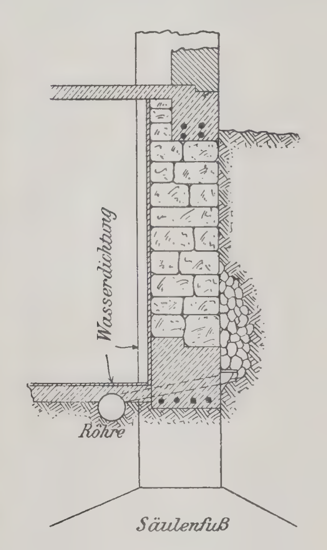


Abb. 14a. Kellerentwässerung.

fälschlicherweise zuschrieb, teilweise dürfte er sie wohl durch die Bebauung und Entwässerung verloren haben.[1]) Eine damit zusammenhängende Vertrauensseligkeit führte zu Mißgriffen, die ein vollständiges Verlassen der Praxis mit Flachgründungen ebenso wie in Hamburg zur Folge hatte, da man in Chicago immerhin noch, wenn auch mit vermehrten Kosten, die Möglichkeit besaß, mittels Brunnen zu einem ganz verläßlichen Boden zu gelangen, wie das weiterhin beschrieben ist. Erst der neuesten Zeit ist es vorbehalten geblieben, den Bau der Betonplatten wieder allgemein zu Ehren zu bringen, was um so wichtiger ist, als es ganze Gegenden gibt, die auf diese Lösung als die einzig mögliche angewiesen sind.

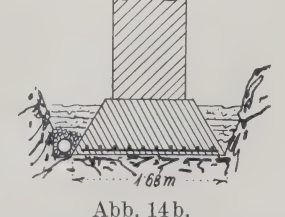


Abb. 14b. Fundamententwässerung.

[1]) Eng. Record 1906, 10. März, S. 330.

Als ein Beispiel der späteren Zerstörung eines anfangs guten Untergrundes, bei welchem die in der folgenden Abb. 14a u. b dargestellte notwendige Drainierung des Untergrundes vernachlässigt wurde, diene die Abb. 13. Dieselbe ist eine Ansicht der Fundamente einer Pumpstation in Baltimore,[1]) der Senkung des Untergrundes unter dem Betonbankett und der in der Folge auftretende Abtrennung derselben von dem aufgehenden Mauerwerk. Das Hohlliegen des Fundaments und die Sprünge im aufgehenden Mauerwerk sind entstanden durch die Neueinlage eines Kanals und die damit zusammenhängende Ableitung aller Grundwässer. Um das Gebäude zu retten, war es nötig, zu einer Unterfangung desselben mittels einer Tiefgründung bis auf Fels zu greifen, indem man durch Schlitze Mauerwerkspfeiler vom Felsen bis zum Gebäude hinaufführte.

Um solche Störungen hintanzuhalten, muß man sich über das ganze System der benachbarten Wasserzuflüsse im klaren sein, einerseits bezüglich der Grundwässer in den verschiedenen unterlagernden Schichten durch Wasserstandsbeobachtung zu verschiedenen Zeiten, anderseits durch Prüfung und Verlauf der Niederschlagswasser und sonstigen künstlichen Wasserläufe (siehe Abb. 19). Im allgemeinen genügen auch gegenüber späteren Störungen wie in dem vorbesprochenen Beispiel die Vorkehrung, wie sie mit Rücksicht auf die Trockenlegung der Keller allein schon empfehlenswert sind und wie sie Abb. 14a bei einem Bau eines typischen Eisenbetonhauses darstellt, bei welchem das ganze Gebäude auf Säulenfüßen ruht und die Mauern auf Fundamentträgern gestellt wurden. Hier gilt die Entwässerung, wie gesagt, in erster Linie dem Kellerfußboden und kommt nur indirekt auch den Säulenfüßen zugute. Eine Entwässerung des Fundamentbodens selbst stellt die Abb. 14b dar. Derartige Fälle sind selbstredend bei Wasserbauten besonders gefährlich und häufig, wie z. B. bei einer Stützmauer aus Eisenbeton in Pittsfield, Mass.[2]) wo mangelhafte Sicherungen in dieser Hinsicht zu einer Unterwaschung und Zerstörung derselben geführt haben (siehe auch Abb. 56 der ersten Aufl. dieses Werkes, Band III/1, S. 49). Die Beschreibung dieser Vorkehrungen, die nichts besonderes sind, sondern bei jedem Bauwerk am Wasser vorhanden sein sollen, würde jedoch zu weit führen.

Es ist nötig, sich von der Gleichmäßigkeit des Materials innerhalb des Bauplatzes zu überzeugen. Große Unterschiede innerhalb eines Bauplatzes sind zu vermeiden und lassen sich am besten durch Einzelfundamente verschiedener Abmessung überbrücken. Über das älteste bekannte Beispiel einer Zerstörung, herrührend von einem derartigen Vergehen, berichtet Hughes in „Theory, practic and architecture of bridges", wo im Jahre 1840 ein Brückenpfeiler einer Wasserleitung, der teilweise auf Fels und teilweise auf Anschüttung stand, zerspalten wurde, während alle übrigen einheitlich fundierten Pfeiler sich bewährt haben. Bei einer sehr kräftigen Platte ist ein Herabgehen auf eine so geringe Bodenbelastung denkbar, daß die Setzungsunterschiede nicht schädlich für das Bauwerk zur Geltung kommen. Fälle, wo das Problem nicht umgangen werden kann, wiederholen sich häufig an Steilrändern von Meeres- oder Flußküsten, oder wo ein Gebäude von größerem Umfange auf ein altes, kleineres Fundament gestellt werden soll. Sie finden sich in jedem Gelände einer modernen Großstadt, wenn nicht anderswo so innerhalb ihrer alten Ziegelgruben.[3]) Der Fall, daß eine unter diesen Verhältnissen aufgebrachte Betonplatte ohne Eisen gebrochen ist, ist wiederholt vorgekommen.[4]) Hier sei auf das Lasalle-Gebäude in Chicago verwiesen, wo diese Brüche

[1]) Eng. News 1908, 12. März, S. 267.
[2]) Eng. News 1909, S. 345.
[3]) Eng. Record 1908, S. 414.
[4]) Leider werden auch diese, wie schließlich alle Bauunfälle, hierzulande der Oeffentlichkeit so weit vorenthalten, daß ein Hinweis auf einheimische Beispiele entfallen muß, weil genaue Unterlagen fehlen.

der Grundplatte sich in beängstigender Weise durch die Gebäudemauern fortgesetzt haben, sowie auf eine Beschreibung der Verhältnisse in Pierre anläßlich des Baues des dortigen Kapitols.[1]) Doch auch bei Platten auf homogener Unterlage ist Vorsicht am Platze, schon wegen der unvermeidlichen Ungleichmäßigkeiten bei der Setzung, und zwar müssen solche Platten mit Rücksicht auf eine tunlichst geringe Bodenbelastung immer möglichst leicht belastet werden, während man bei Einzelunterstützungen etwas höhere, bei Tiefgründungen viel höhere Bodenbelastungen zulassen darf.

Baugrundbelastung.

Die Wahl der zulässigen Belastung hängt von örtlichen Erwägungen ab. Dort, wo eine Vorschrift nicht besteht oder trotzdem ein Spielraum gelassen ist, empfiehlt es sich, zu einem Belastungsversuch zu greifen, der die nötigen Anhaltspunkte für die Zusammendrückbarkeit des Bodens liefert. Für die gleichmäßige Erhaltung der Tragfähigkeit ist das Fernhalten jeder Durchweichung sowie eine gleichmäßige Entwässerung des Untergrundes die wichtigste Voraussetzung. Bei allen in dieser Hinsicht gefährlichen Bodenarten ist es also nötig, Hand in Hand mit der Herstellung der Betonsohle ein System von Drainröhren (Abb. 14b), die zu einem Sumpf führen, herzustellen und dessen Wirksamkeit zu sichern durch zeitweises Auspumpen oder durch Anschluß an ein bestehendes Kanalisationsnetz. Wenn nötig, ist der Baugrund durch tiefe Spundwände nach außen zu schützen, um unangenehme spätere Überraschungen durch Grundwasserströmungen zu vermeiden.

Da die Größe der Verbreiterung von der Höhe des zulässigen Bodendrucks abhängt, so sei hier eine dem Beton-Kalender[2]) entnommene Tabelle eingefügt:

Bodengattung	Zulässige Belastung in kg/cm²
Felsen	bis zur Höhe des zulässigen Druckes auf das Fundamentmauerwerk
Festgelagerter, grober Sand, dann Kies und Schotter	bis 6
Mergel-, fester Ton- und trockener, wenig tonhaltiger Sandboden	4 bis 5
Lehm, mittelfester Ton- und mäßig feuchter oder stark tonhaltiger, jedoch trockener Sandboden	2 bis 3
Weicher Ton- und sehr feuchter, feinkörniger Sandboden	0,5 bis 1,5

Die Inanspruchnahme im aufgehenden Mauerwerk überschreitet bei Mauern nicht 15, bei Pfeilern selten 30 kg/cm². Von dieser Ziffer kann auch bei Eisensäulen ausgegangen werden, da diese auf ihren Schuh ebenfalls keinen größeren Druck ausüben. Der zulässige Bodendruck dagegen beträgt nie viel mehr — von Felsen abgesehen — als 6 kg/cm². Ein Terrain, das selbst 0,5 kg/cm² (Druck des menschlichen Fußes) nicht sicher trägt, gilt als nicht verwendbar für die Aufnahme von Fundamenten. Wenn sich in der Folge mehrere Ausführungen, die nur mit 0,3 kg/cm² belastet sind, an-

[1]) Eng. Record 1907, S. 731.
[2]) Beton-Kalender 1910, Teil II, S. 1. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

geführt vorfinden, so darf nicht übersehen werden, daß zwischen dieser Bodenbelastung und der Setzungsgrenze eine Sicherheit bestehen muß, die in solch einem Falle nicht vorhanden wäre. Schließlich genügt aber für ein Fundament selbst der Auftrieb des Wassers. Wir sehen bei neueren Beispielen von Schiffbrücken, daß der Eisenbeton Möglichkeiten geschaffen hat, die früher überhaupt nicht oder doch nur durch einen hölzernen Ponton in ähnlicher Weise gegeben waren.[1])

Ein durch die Ausnahmeverhältnisse lehrreiches Beispiel auf diesem Gebiete gibt das eine Widerlager der Kerkabrücke auf der Linie Knin—Spalato der k. k. österreichischen Staatsbahnen, das auf einem unergründlichen Sumpf steht. Es wurde auf einen breiten Holzrost gestellt und dieser seinem Schicksal überlassen, sich die nötige Tauchtiefe selbst zu finden. 1886 begonnen, hat er sich während des Baues im Verlauf des nächsten Jahres, als Verfasser ihn sah, um 50 cm gesenkt, von da bis 1903 um 68 cm, ziemlich regelmäßig 4 cm im Jahr, um dann endlich, soweit bekannt, zum Stillstande zu kommen. Die Widerlager mußten immer entsprechend erhöht werden. Es ist dieses Wagnis, das heute mit bewehrtem Beton leicht durchführbar wäre, auch insofern glücklich ausgefallen, als das Widerlager sich nur wenig, und zwar landseitig in der Senkung verdreht hat. Ähnlich ist diese Aufgabe bei den Südbahnbrücken im Laibacher Moor (Abb. 45) gelöst worden,[2]) obwohl auch diese noch als viel zu massiv für diesen Zweck bezeichnet werden können. Bei großen, einheitlich konstruierten Platten ist es wichtig, die Setzung von gegenüberliegenden Punkten zu beobachten, um so den gleichmäßigen Verlauf derselben zu verfolgen und bei etwaigen Abweichungen den Verlauf richtigstellen zu können. Der Ingenieur steht beim Gebrauche einer biegungsfesten Platte aus Eisenbeton den unvorhergesehenen Unregelmäßigkeiten des Terrains nicht mehr machtlos gegenüber. Er ist imstande, die Lage seiner Platte wie bei einem Holzfloß durch eine geänderte Lastverteilung richtigzustellen, und zwar noch mehr, als dieses Beispiel schließen läßt, da im vorliegenden Falle eine vorübergehende Belastung von einiger Dauer genügt, um den gewünschten bleibenden Effekt herbeizuführen.

Ein besonderes Interesse verdient z. B. der Moorboden. Dieser kann als Beispiel dafür gelten, zu wieviel verschiedenartigen Gesichtspunkten und Erfahrungen selbst eine einzige Materialgattung Anlaß gibt.[3]) Mit Bezug auf die Gründung unterscheiden wir zwei Arten von Mooren: 1. das Hochmoor mit zusammenhängenden Häuten aus Pflanzenresten, deren Zugfestigkeit sich bei Wasserentziehung steigert und, 2. das krümlige Niederungsmoor von erdiger Beschaffenheit. Bei der ersten Art ist es wichtig, wenn man die Tragfähigkeit des Moores in Anspruch nimmt, darauf zu achten, daß der Zusammenhang dieser Häute nicht durch Gräben oder tiefe Gründungen gestört wird. Bei der anderen Art ist eine Flachgründung nur fallweise zu empfehlen. Der unten angeführte Aufsatz berichtet über einen Vorfall, wo ein einstöckiges Wohnhaus, ohne seine Lage zu ändern, 1,5 m in wenigen Jahren einsank. Bei Fachwerkbauten schreitet man zu der weiter unten beschriebenen gruppenweisen Unterstützung einzelner Punkte, bei massiven Bauten zu einem Plattenrost. Als Beispiele aus Ostpreußen werden angeführt die Försterei in Kackeln, die Kirche in Paleiten und die Schule in Rewellen. Bei allen diesen Bauten ist zu bedenken, daß gewisse, im Moor enthaltene organische Säuren mageren Beton zu zerstören imstande sind und daß in solch einem Falle die Verwendung von Sand sowohl zur Druckverteilung als zur Herstellung von Pfählen schon deshalb in Erwägung zu ziehen ist, weil sich derselbe den bedeutenden

---

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft I, S. 15, Abb. 5, sowie Kapitel Wasserbau S. 170 des IV. Bandes, zweite Auflage.
[2]) Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-V. 1901.
[3]) Zentralbl. d. Bauverw. 1909, Nr. 49.

Niveauänderungen und unregelmäßigen Setzungen sehr gut anpaßt, die bei dieser noch nicht zur Ruhe gelangten Bodenart unvermeidlich sind, da sich die Bewegungen schon mit der Änderung in der Wassermenge einstellen. Außer diesem statischen Gesichtspunkte bildet bei Moor, Sumpf und sonstig verunreinigtem oder salzhaltigem Grundwasser die chemische Einwirkung derselben auf den Beton Gegenstand besonderer Erwägungen.[1])

Im folgenden finden sich die Beobachtungen zusammengestellt, die die Firma Züblin u. Co. beim Erweiterungsbau eines Silos für Werner u. Nilkola in Mannheim gemacht hat und die mit bezug auf das Verhältnis zum Nachbar bei einem Neubau von besonderem Interesse sind.

Der neue Silo ist nicht auf eine durchgehende Fundamentplatte gestellt, sondern es haben die einzelnen Säulen Fundamentblöcke erhalten, die zu Streifen vereinigt wurden, welche so bemessen waren, daß der Druck auf den Baugrund bei vollständig gefülltem Silo, belastetem Oberboden und belastetem Dach (Schnee und Wind) nicht mehr als 2,5 kg/cm² betrug. Die Zulässigkeit dieser Belastung war vorher von anderen Bauten her bekannt gewesen und durch Probebelastungen des Baugrundes festgestellt worden. Aber schon während der Ausführung — noch vor der Fertigstellung des Silos — begann sich derselbe stark zu setzen. Der neue Silo war nicht direkt gegen den alten Silo

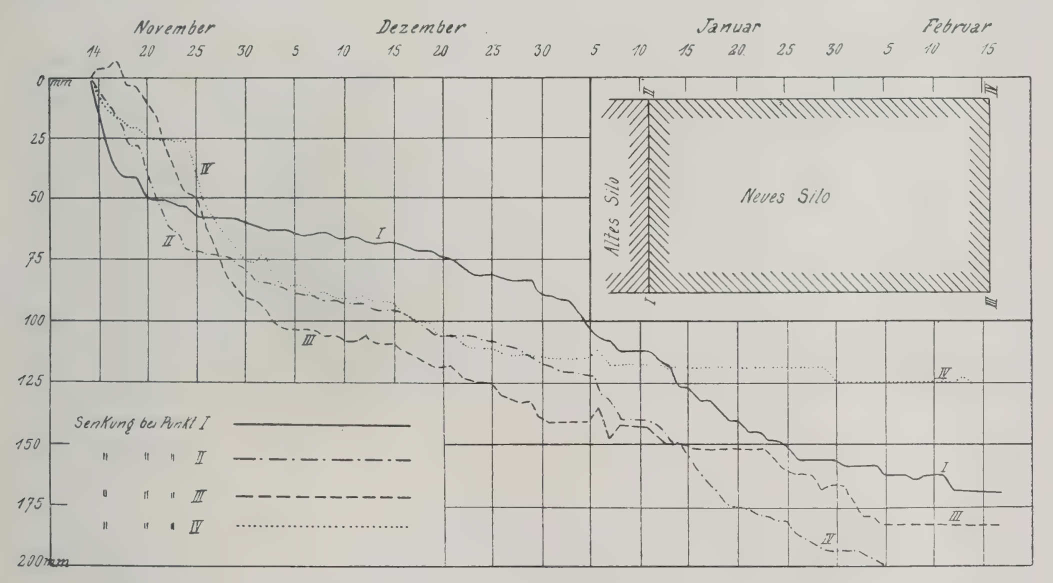


Abb. 15a. Senkungen einer Fundamentplatte unter einem Silo in Mannheim.

betoniert worden, sondern es war zwischen der neuen Silowand und der Abschlußmauer des alten Silos eine Dachpappenlage als Trennungsschicht eingelegt worden; dagegen war das Fundament der zunächst gegen den alten Silo gelegenen Säulenreihe mit den Fundamenten des alten Silos in Zusammenhang gebracht worden. Dieser Umstand hatte zur Folge, daß sich der neue Silo an der Giebelwandung (Punkte III und IV) stärker setzte als an der Trennungswand zwischen altem und neuem Silo (Punkte I und II der graphischen Darstellung) (Abb. 15), so daß an der Trennungsstelle von altem und neuem Silo eine klaffende Fuge entstand, welche sich nach oben stark erweiterte. Um dem abzuhelfen, wurden die Säulen der Reihe nächst der Trennungsfuge, deren

[1]) Deutsche Bauzeitung 1908, Nr. 68 u. 69, Sammelkanal in Osnabrück. Siehe ferner Untersuchungen über die Wirkung des Moores und sonstiger Wässer auf Beton; die Arbeiten der betreffenden Ausschüsse im „Deutschen Betonverein" sowie die Abhandlungen von Dr. Stephan in Beton u. Eisen 1909, Heft 2; Arm. Beton 1909, Heft 3 u. a. m.

Fundamente also mit dem alten Silo zusammenhingen, schleunigst durchgeschlagen, so daß sie frei in der Luft hingen und sich also gar nicht mehr auf ihre eigenen Fundamente abstützten. Von da an setzte sich auch tatsächlich der Silo in seiner ganzen Ausdehnung gleichmäßig, und die Trennungsfuge erweiterte sich nach oben nicht mehr. Die durchgeschlagenen Säulen wurden erst, nachdem der Silo schon teilweise gefüllt war, mit den Fundamenten wieder verbunden.

Als nach Fertigstellung mit dem Füllen des Silos begonnen wurde, zeigte sich, daß die auftretenden Setzungen jeweils den Füllungen proportional waren. Als sämtliche Zellen des Silos ungefähr gleichmäßig gefüllt waren, wie am 27. November, war die Senkung an allen vier beobachteten Punkten I bis IV ziemlich die gleiche. Wenn insbesondere die Zellen nächst dem alten Silo gefüllt wurden, so war eine stärkere Setzung der Punkte I und II zu beobachten, ja sogar eine Hebung an den Punkten III und IV usw. Am 15. Februar wurden die Beobachtungen eingestellt. Die Zellen in der Gegend von Punkt II waren in dieser Zeit vollständig gefüllt, und die Setzung betrug an diesem Punkte 20 cm (vergl. die Gesimshöhen auf dem Lichtbilde Abb. 15).



Abb. 15b. Silo in Mannheim.

Der Silo hatte sich wie ein schwimmender Kasten verhalten und hatte alle Bewegungen ohne Nachteil ausgeführt; es waren nirgends die geringsten Anzeichen einer Rißbildung zu bemerken. Die Setzungen hatten schon begonnen, als die Belastung für 1 cm² Bodenfläche kaum mehr als 0,5 kg betrug.

Beobachtungen bei einem achtstöckigen Lagerhaus in Newcastle (England) nach System Hennebique ergaben gleichmäßige Setzungen von 70 bis 84 mm. Die Platte hatte eine Fläche von 28 auf 38 m. Das Terrain bestand aus 5 m Aufschüttung, 9 m durchweichtem Boden; eine feste Unterlage wäre erst weitere 5 m tiefer zu erwarten gewesen. Weitere Beispiele finden sich in der Folge wiederholt angeführt vor, so z. B. in Abb. 118 die Fundamente der Silos von Genua, die sich ganz gleichmäßig um wenige Zentimeter gesenkt haben u. a. m.

Wie bei jeder Bauweise, so ist es auch bei der vorliegenden nötig, daß sie örtlich durch Spezialfirmen eingeführt werde, die ihre ganze Aufmerksamkeit den hierbei zu gewärtigenden Erfahrungen widmen und auf Grund derselben bereit sind, die Verantwortung für eine klaglose Bauausführung zu übernehmen. In Wien z. B. gibt es

viele Anschüttungen, die hoch über dem niedrigsten Nullwasser liegen. Anschüttungen sind aber, was ihre Gleichmäßigkeit anlangt, besonders unzuverlässig. Es liegen eine Reihe von Anwendungen vor, wo die Gebäude auf einstmaligen alten Ziegelgruben errichtet wurden, so stellt die Abb. 16 drei Gebäudegrundrisse dar, deren jedes auf eine von dem Baumeister Gießhammer ausgeführte Platte zu stehen kommt. Die 35 m lange und 17 m breite Platte des Gebäudes Nr. I liegt einerseits auf gewachsenem Boden, der bis 5 m ausgehoben werden mußte, und anderseits auf Anschüttung. Die sich hieraus ergebenden Setzungen sind gleich nach Bauvollendung in der Abb. 16 eingetragen. Der Gebäudeblock nachbarlich zu I war noch nicht verbaut.[1]) Dies hatte zur Folge, daß diese Setzungen, beeinflußt von dem benachbarten Bau, nach der anderen Richtung hin weiter zugenommen haben, ähnlich wie bei dem vorher beschriebenen Fall (Abb. 15), so zwar, daß zwischen den Feuermauern der Häuser I und II eine Trennungsfuge entstand. Dieselbe ist in der Abb. 17 durch eine kleinere Retouche dem Auge deutlicher gemacht. Die ganzen Bewegungen bleiben jedoch in solchen Grenzen, daß sie als für das Bauwerk unschädlich bezeichnet werden können. Die Einzelheiten der Platte unter dem Gebäude II sind n der Folge ausführlich veröffentlicht (Abb. 122).

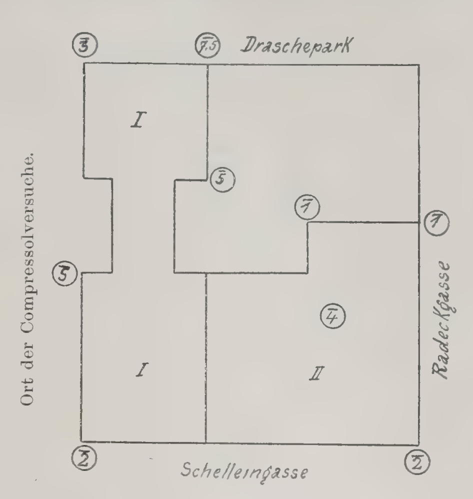


Abb. 16. Drei Grundplatten nebst Häusern in Wien.

Die Verbreiterung wird gewöhnlich das 4fache und selbst bei Säulen selten über das 25fache vom tragenden Querschnitt des aufgehenden Mauerwerks betragen. Es soll daher die konstruktive Möglichkeit einer Verbreiterung eines Quadrats der Seitenlänge b bis auf $5\,b$ ins Auge gefaßt werden. Bei Gebäudemauern führt dies dann zur Verwendung von Platten unter dem ganzen Gebäude. In solch einem Falle müßte die Platte eine Tragfähigkeit besitzen entsprechend einer Gesamtfläche, von der die Mauern nur 4 vH. betragen. Es ist klar, daß selbst diesem äußersten Fall entsprochen werden kann, insbesondere wenn man über die Gebäudefläche hinaus, soweit sie an Straßengrund stößt,



Abb. 17. Schiefe Häuser in Wien (Abb. 16 vom Draschepark gesehen).

[1]) Auf dem Nachbargrundstück habe ich die später dargestellten Versuche mit einer Compressolpylone ausgeführt.

Ausleger anordnet. Auf diese Weise gelingt es, das Gewicht selbst des höchsten Hauses mit Bezug auf seinen Fundamentdruck so weit herabzumindern, daß es nicht mehr als das Gewicht einer Betonsäule von mäßiger Höhe beträgt. Natürlich muß man aber, um so etwas zustande zu bringen, in der Lage sein, eine dünnere Grundplatte, als die eingangs erwähnte in Hamburg, verwenden zu können. Ist dieselbe so hoch, daß sie selbst so viel Gewicht hat, so ist dies ein aussichtsloses Beginnen.

Die Gesetze, auf Grund deren die Tragfähigkeit eines Fundaments mit zunehmender Tiefe sich steigert, sind leider noch wenig bekannt. Wenn man von der Tragfähigkeit der Oberflächenschicht ausgeht, so bleibt es wohl gewöhnlich richtig, aber auch nicht unbestritten, daß eine Fundamentfläche so viel Last mehr zu tragen imstande ist, als auf ihr vor dem Aushub des Bodens Erdgewicht gelegen hat. Um die Unzulänglichkeit dieser Regel einzusehen, genügt es zu erwägen, daß es z. B. bei einem Gewicht von 1800 kg/m³ der Erde nötig wäre, 6 m tief in die Erde zu gehen, um die Tragfähigkeit um 1 kg/cm² zu erhöhen. Befindet sich oberflächlich eine schlechte Bodenschicht und ist der tragfähige Boden in geringer Tiefe, dann empfiehlt es sich wohl, die Unterlagen der Stützen bis dahin auszuheben. Es ist jedoch nicht nötig, mit der Mauerung so tief anzufangen, sondern zu erwägen, ob nicht die Grube mit Sand ausgefüllt werden kann, der die Last auf den tragfähigen Boden überträgt. Häufig ist aber umgekehrt die Tragfähigkeit des Bodens in den oberen Schichten viel höher. Hierbei ist jedoch die verschiedene Art der Belastung zu berücksichtigen, ebenso wie der horizontale Zusammenhang der Erdschichten, der durch die Reibung zwischen Mauerwerk und Erde nicht ersetzt wird. Wie trügerisch solche Annahmen bei tieferen wasserführenden Schichten sind, beweist ein Versuch auf dem für diese Gruppe der Fragen klassischen Boden von Chicago, der beim Bau des sogenannten „Freimaurertempels“ ausgeführt worden ist. Dort befindet sich etwa 4 m unter der heutigen Straßenhöhe eine harte Schicht von etwa 1 m Dicke über dem darunter gelagerten wässerigen Seeschlamm. Diese ist aber wie eine Haut bei der Milch, ein übrigens auch sonst häufig beobachteter Umstand bei ähnlichen Bodenarten. (Siehe weitere Beispiele in der Folge.) Es wurden in unserem Falle zwei Probebelastungen ausgeführt, die eine in der Höhe der die meisten Häuser in Chicago tragenden festen Schicht, eine zweite um 70 cm tiefer in den Seeschlamm eingeschnitten, also bereits nach Durchdringung dieser Oberflächenhaut. In beiden Fällen wurden 26 000 kg auf 18 858 cm² durch 100 Stunden aufgebracht. Dies entspricht etwa 1,5 kg/cm². Im ersten Falle ergab sich eine schließliche Zusammendrückung von 46 mm, im zweiten Falle dagegen betrug dieselbe 104 mm, also nahezu dreimal soviel. Wie hieraus ersichtlich, ist es häufig, besonders bei tieferen wasserführenden Schichten, gar nicht vorteilhaft, diese anzuschneiden, sondern besser, die Tragfähigkeit der festen oberen Rinde auszunutzen, wobei jeweilig die Wirkungssphäre des angewendeten Druckes zu ermitteln sein wird oder zu erwägen ist, ob der Druck nicht doch später diese schützende Schicht durchbrechen kann oder, was ebenso gefährlich ist, die unteren weichen Schichten sich unter derselben verschieben können, wie dies auch in Abb. 6 u. 7 der Fall gewesen sein dürfte.

Von solchen Ausnahmefällen abgesehen, nimmt die Tragfähigkeit des Bodens mit der Tiefe zu. Die Rolle, welche die Reibung bei dieser Zunahme spielt, ist nicht ganz aufgeklärt. Rankine hat bereits eine darauf fußende Formel gegeben, welche lautet $P = p \cdot h \frac{1 + \sin^2 \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2}$. In dieser Formel bedeutet P die Tragfähigkeit für eine Flächeneinheit in der Tiefe h und $p \cdot h$ das Gewicht der darauf früher ruhenden Erd-

menge. φ ist der Reibungswinkel des Erdreichs, der sich in der Grenze von 15 bis 48° bewegt. Eine wissenschaftliche Untersuchung der Fragen ist von Professor H. Engels-Dresden versucht worden.[1]) Die bemerkenswerten Resultate dieser Arbeit sollten zu einer Fortsetzung in dieser Richtung aneifern.

Eingehendere Studien liegen auf dem Gebiete der Setzungen des Bodens unter Eisenbahnschwellen vor.[2]) Ähnliche Verhältnisse dürften im Gebiet des Grundbaues nur bei Maschinenfundamenten vorliegen. Bezeichnet man die Einsenkung mit δ, die Kraft mit P, die auf der Fläche F wirkt, so kann man setzen $\delta = \frac{P}{CF}$. Demnach wäre bei einer Fläche von 1 cm² und einer Zusammendrückung von 1 cm der Koeffizient $C = P$ kg/cm². Die Ziffer C ist für die stoßartige Wirkung der Eisenbahnfahrzeuge zwischen 3 und 8 kg/cm² ermittelt worden, was nur an der Hand einer bestimmten Theorie gilt, wo bei der geringen Breite der Druckfläche eine gleichmäßige Verteilung des Druckes angenommen werden kann.[3]) Wie wenig brauchbar diese Zahlen für den Grundbau sind, zeigen die gleichfalls in diesem Bande, 3. Teil, von Dr. R. Bastian angeführten Versuche[4]) von Vasintynsky, die für ruhende Last bei einer Platte von 11 cm Kantenlänge $C = 20{,}4$, bei demselben Boden mit einer Platte von 22 cm Kantenlänge $C = 8{,}8$ ergeben; Ergebnisse, die deutlich darauf hinweisen, daß C mit der Fläche veränderlich ist. Der Unterschied ist ohne weiteres verständlich, wenn man bedenkt, welch große Eindringungstiefe noch kleinere pfahlartige Querschnitte besitzen (siehe Hagen). Man kann also nur sagen, daß das Gesetz der Zunahme des Widerstandes — ohne Zweifel abhängig von der Zähigkeit des Bodens, der Form und Größe des Querschnitts — nicht hinreichend erforscht ist, um weitgehende Rückschlüsse zu gestatten. Es sei auch auf das weiter unten bei Pfählen Gesagte verwiesen.

Für den Begriff des zulässigen Bodendrucks ist die spätere Setzung insofern maßgebend, als unter demselben eine Fortsetzung der einmal eingetretenen Setzungen nicht mehr eintreten sollte, jedenfalls aber kein bedrohlicher Setzungsunterschied, im Gegensatz zu der ersten Zusammendrückung des Bodens, der nur selten größere Bedeutung zukommt,[5]) als daß sie uns einen Maßstab dafür gibt, wie groß der kleinere Setzungsunterschied werden kann. Es kommt hierbei noch in Betracht, daß die im Gebäude vorkommenden einseitigen Belastungen keine Schiefstellungen herbeiführen sollen.

Die erlaubte Bodenbelastung ergibt sich aus Versuchen, indem man jenes Gewicht zu ermitteln sucht, unter welchem der Boden sichtbar auszuweichen beginnt, der sogenannten Setzungsgrenze, und von welchem man nur einen Teilbetrag aufbringt, d. h. für die Rechnung als „zulässig" erklärt und der demnach keine nennenswerten Setzungen hervorbringt. Dieser Teilbetrag braucht im allgemeinen nur um ein Geringes von der ermittelten Setzungsgrenze abzuweichen. Alle diese Größen unterliegen aber in hohem Maße einer dehnbaren persönlichen Auffassung, die sich hier sowohl als auch bei der zulässigen Belastung schwebender Pfähle geltend macht. Beide Gebiete haben insofern etwas Gemeinsames, als auch die Tragfähigkeit der Platten auf Grund von Versuchen mit kleineren Flächen beurteilt werden. Bei Belastung

[1]) K. Engels. Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Berlin 1896. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn.

[2]) Hierzu im III. Bande dieses Handbuches, 3. Teil, erste Auflage, „Ermittlung der Schwelleninanspruchnahme", S. 622.

[3]) Siehe z. B. Föppl, Festigkeitslehre, 3. Bd., S. 254.

[4]) Handbuch für Eisenbetonbau, III. Bd., 3. Teil. Erste Auflage, S. 627.

[5]) Für den Ausnahmefall, wo der Neubau mit dem alten, bereits gesetzten Gebäude unmittelbar verbunden wurde, finden sich Beispiele im vorangehenden.

weicherer Bodenarten kann man unterscheiden zwischen der sogenannten Setzungsgrenze, wo die Proportionalität zwischen Last und Setzung verloren geht, und der Versenkungsgrenze, bei welcher der belastete Körper so rasch einsinkt, daß man die erstere mit der Fließ-, die letztere mit der Bruchgrenze des Baumaterials vergleichen kann. Bei festerem Boden ist bis zur Setzungsgrenze überhaupt keine meßbare Setzung, während die obere Grenze durch die Oberflächenzerstörung gebildet wird, also durch einen Belastungsversuch nicht feststellbar erscheint. Wie bereits erwähnt und wie in der Folge nochmals hervorgehoben, sind diese Grenzen von allen möglichen Nebenumständen abhängig und geben, solange kein einheitliches Verfahren für ihre Bestimmung sich Eingang verschafft hat und man den Einfluß der verschiedenen Umstände so wenig kennt, nur einen rohen Maßstab über die tatsächlichen Verhältnisse. Deshalb ist es erklärlich, daß man sich begnügt, durch Aufbringung von Lasten jenen Moment zu ermitteln, bei welchem die Setzungsgrenze als überschritten angesehen werden darf, für welche Setzungen von z. B. 1,5 bis 3 cm noch als zulässig gelten können. Die meisten Lehrbücher vermeiden es, eine solche Zahl, die nur für den Anfänger Wert hat, auszusprechen, weil sie keine allgemeine Gültigkeit haben kann, sondern vom Bauwerk, Nachbarschaft und Erdreich abhängig bleibt. Sie hat nicht einmal als Grenzwert Berechtigung, weil es Bauten gibt, wo sie viel zu klein, und andere, wo sie viel zu groß sein wird, ebenso wie Bodenarten, bei welchen es unvermeidlich ist, selbst größere Werte in den Kauf zu nehmen.

Als Maßstab der Tragfähigkeit des Bodens sollte in dem vorliegenden Fall nur die Belastung einer größeren Fläche gelten, wie sie bei einem Vorversuch nicht gut in Betracht kommen kann.[1]) Der Unterschied der Wirkung zwischen beiden Fällen kommt bei der Spannung am Rand und jener in einer Plattenmitte eines Gebäudefußes zum Ausdruck. Es liegt auf der Hand, daß jene bei den kleinen Proben und diese Wirkungsart bei der auf viel größerer Fläche ruhenden Ausführung vorwiegt, sowie daß die Proben uns so gut wie keinen Maßstab für die Mitwirkung der tieferen Schichten geben. Berücksichtigt man aber, daß der ersterwähnte Umstand nur auf seiten der Sicherheit liegt, so muß es genügen, wenn man sich bezüglich der zweiten Frage durch eine Bohrung über die Zusammensetzung und Wasserführung der tieferen Schichten überzeugt. Herr Ingenieur Brainart hat es unternommen, einige solche Unterschiede zwischen dem gewöhnlichen Versuch und der Ausführung durch Parallelversuche nachzuweisen.[2]) Es geschah dies in der Weise, daß er eine Grube bis zur entsprechenden Tiefe herstellte und dann einmal einen Balken 30 × 30 cm direkt auf die Erdoberfläche stellte und belastete und daß er das andere Mal mittels einer kurzen Röhre die zu belastende Fläche seitlich gegen Ausweichen des Bodens schützte und dann den Belastungsversuch innerhalb der so abgegrenzten Fläche wiederholte. Bei dem ersterwähnten Versuch blieb zuerst der Boden bis zur Belastung von 2 kg/cm² ohne meßbare Bewegung. Erst bei 5 kg/cm² betrug die Senkung 9 mm und steigerte sich bei Belassung der Last auf der Probesäule während der Nacht auf 36 mm. Wie viel jedoch bei dieser Zusammendrückung auf Rechnung des seitlichen Ausweichens zu setzen ist, zeigte sich beim Parallelversuch, wo zuerst eine 15 cm-Röhre 20 cm in die Erde eingetrieben wurde. Die Versuchsäule hatte ein eingeschriebenes Viereck zur Basis und war 5 cm längs der Enden in die Röhre geführt. Sonst war die belastete Säule vollständig frei. Die auf diese Weise belastete Fläche trug selbst 5 kg/cm² ohne jede sichtbare Setzung. Brainart begründete mit diesem Versuch seine Entscheidung, in diesem Bauwerke 4 kg/cm² zu verwenden.

[1]) Siehe auch Deutsche Bauztg. 1881, S. 403; Lehmann über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche.

[2]) Eng. Record 1908.

Derselbe hebt hervor, daß diese Last von dem betreffenden Gebäude (ein 14stöckiges Eisengerippe in Toronto, Kanada) tadellos getragen wurde.

Über einen zweiten Parallelversuch Brainarts berichtet dieselbe Quelle wie folgt:

In diesem Falle bestand der Boden aus trockenem Sand. Es wurde eine Grube bis zur Fundamentgleiche ausgehoben und dort eine Fläche 38 cm im Geviert abgeglichen. Nun wurde ein Rahmen 31 cm im Lichten aufgebracht und mit 15 cm Beton mit schnellbindendem Zement hinterfüllt, während innerhalb desselben ein Holzbalken, 30 cm im Geviert, 1,80 m lang, aufgestellt wurde. Derselbe wurde mit großer Sorgfalt auf den Sandboden unten aufgelegt und erhielt an seinem oberen Ende die Ladebühne. Er war mit einer röhrenartigen Scheide umgeben und entsprechend geführt, so daß von ihm der Druck der Hinterfüllung ferngehalten wurde. Es wurde in diesem Falle die Hinterfüllung aufgebracht und in derselben Weise eingefüllt und benetzt, wie dies bei der Ausführung der Fundamente zu erwarten ist. Nun wurden 5 t aufgebracht, ohne daß auch die geringste Setzung wahrgenommen werden konnte. Diese Last entspricht etwa 5 kg/cm². Das Gebäude wurde für eine zulässige Grundbelastung von 4 kg/cm² entworfen, und zwar in der Voraussicht, daß dann die Setzung des Bodens ebenfalls nahezu gleich Null sein wird. Die Ergebnisse haben das Vertrauen Brainarts gerechtfertigt, der die gewöhnlichen Versuche, wo das seitlich unbelastete Erdreich nach allen Seiten frei ausweichen kann, als zu ungünstig kennzeichnet

Wir führen diese Versuche schon deshalb an, um zu zeigen, wie wenig dieses Versuchswesen ausgebildet ist, und wie sehr es not tun würde, durch weitere Versuche unsere Kenntnisse dieser Eigenschaften bei den verschiedenen Bodenarten zu erweitern. Die Schwierigkeiten, die in dieser Hinsicht bestehen und der Hauptgrund waren, warum bisher so wenig geleistet wurde, sind einerseits in der großen Mannigfaltigkeit der Bodenarten und in ihrem wechselnden Verhalten je nach Wassergehalt und Tiefe zu suchen, liegen aber anderseits in einer einwandfreien Klassifizierung und Kennzeichnung der Bodenarten, die es uns ermöglicht, annähernd zu wissen, welche Bodenart wir in dem besonderen Falle vor uns haben.

Eine derartige Klassifizierung findet sich auf allen ähnlichen Wissensgebieten, die ein so verwickeltes Thema beherrschen wollen. Hier fehlt also sozusagen die erste Voraussetzung zu einer gemeinsamen wissenschaftlichen Arbeit aller Fachleute.

Bei aller Rücksichtnahme auf die vorhandenen Schwierigkeiten muß mit Bedauern hervorgehoben werden, daß die wissenschaftliche Behandlung des Grundbaues bisher fast ganz vernachlässigt worden ist und man es kaum der Mühe wert gehalten hat, dem dort herrschenden Empirismus zu steuern. Die wenigen Ausnahmen sind der beste Beweis hierfür und deshalb ist auch die Zahl der auf diesem Gebiete uns zur Verfügung stehenden Beobachtungen so gering. Den Ergebnissen wird nur eine geringe Bedeutung beigemessen, weil die Versuche, die im Grundbau an den verschiedensten Stellen gemacht wurden, jedes Zusammenhangs und gewöhnlich auch der notwendigen Gründlichkeit entbehren. Die Ergebnisse werden selbst dann, wenn man sich der Mühe unterzog, gründlich zu beobachten, in den Akten begraben, weil man sie für die Allgemeinheit für wertlos hält. Dies ist insofern erklärlich, als das an einer Stelle gewonnene Ergebnis selbst beim Nachbargebäude eine Änderung erfahren kann. So ist diese Ungewißheit bis zu einem gewissen Grade eine Entschuldigung für die Sorglosigkeit, mit welcher man an solche Fragen herantritt, heranzutreten gezwungen ist. Gerade hier könnten aber sorgfältige Beobachtung und Veröffentlichung von Daten wertvolle Anhaltspunkte für das Verhalten in ähnlichen Fällen bieten, wenn man sich allgemein dazu verstehen würde,

diese Arbeiten mit mehr wissenschaftlicher Gründlichkeit in Angriff zu nehmen und als eine notwendige Vorarbeit für jedes Bauwerk und nicht nur als eine überflüssige Gewissenhaftigkeit von einzelnen Ingenieuren anzusehen.

Ein Beispiel, was in dieser Hinsicht zu tun wäre, bieten uns die Arbeiten Karl Bernhards[1]) über Berliner Verhältnisse. Derselbe geht von der Tatsache aus, daß in Berlin nur 2,5 kg/cm² allgemein zugelassen ist, daß jedoch bei entsprechendem Nachweis eine Erhöhung berechtigt erscheint. Zunächst ist der Hinweis wesentlich, daß sich bei ausgeführten Berliner Beispielen oft unbeabsichtigt bis 6 kg/cm² findet, ohne daß sich üble Folgen eingestellt haben.[2])

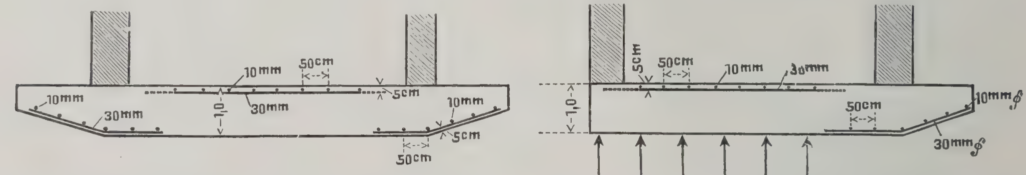
Bei der Berliner Stadtbahn wurde festgestellt, daß bei

2,4, 3,3 und 5,3 kg/cm² eine Setzung von
1,0, 1,8 und 2,9 mm eingetreten ist und daraufhin der Druck mit 4,5 kg/cm² begrenzt.

Im April 1902 hat derselbe Autor mit einer 10 m²-Platte auf sehr empfindlichem Füllboden eine Belastungsprobe vorgenommen mit folgendem Ergebnis der Ablesungen an allen 4 Ecken:

Belastung	0,45,	1,	1,4,	2 kg/cm²
Einsenkung um	0,0 mm,	13 mm,	24 mm,	65 mm
		15 „	37 „	90 „
		16 „	38 „	108 „
		17 „	50 „	137 „

In diesem Falle wurde dem Bauwerke eine Bodenbelastung von 1,1 kg/cm² zugewiesen und so der bedeutende Aushub bis auf festen Boden erspart.



Eisenbetonplatte unter Mittel- und Hofmauer. Eisenbetonplatte unter Giebel- und Hofmauer.
Abb. 18.

Auf Grund dieser Versuche wurden Platten, wie sie die Abb. 18 zeigt, unter je zwei Mauern angeordnet, wobei die Oberfläche der Platte als Kellerfußboden diente, so daß nur ein geringer Aushub nötig war. Der Autor berichtet, daß sich die Ausführung tadellos bewährt hat.

Welche oft ungeahnten Verhältnisse die verbaute Fläche einer Großstadt birgt, zeigt die Abb. 19, wobei noch zu bedenken ist, daß oft ganze Wasserrinnen von der Pflasterfläche zugedeckt sich unterirdisch ungeschmälert erhalten. Abb. 19 stellt das soeben besprochene Gelände der ehemaligen Borsigschen Kesselfabrik, jetzigen Thomasiusstraße in Berlin, und zeigt das Bild unterhalb der derzeitigen Parzellierung die Schichtenlinie des ursprünglichen tragfähigen Grundes, wie er vor der Anschüttung vorhanden war, sowie die Grenzen der Sandablagerung und des Grundwassers. Allen den Weiterungen, die bei der Rücksichtnahme auf diese Umstände nötig gewesen wären, geht man durch Anwendung einer Eisenbetonplatte erfolgreich aus dem Wege.

---

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 36.

[2]) Siehe unter S. 44.

Die folgende Abb. 20 zeigt die Grundverhältnisse bei dem für 1910 projektierten Bau einer Kaffeehaushalle beim Tennisspielplatz im Kurpark des Bades Nauheim. Die Abb. 20 zeigt

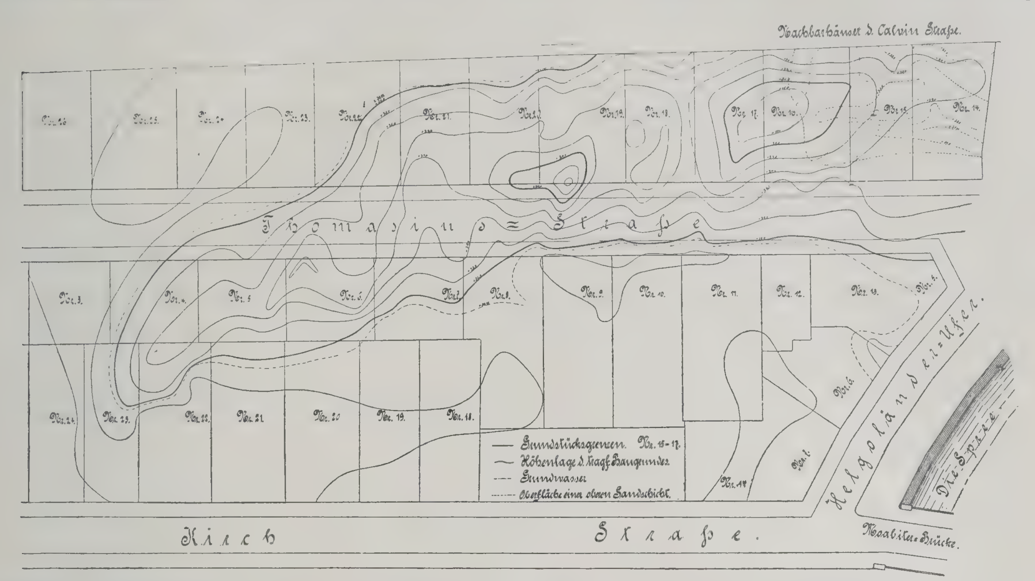


Abb. 19. Schichtenplan des guten Baugrundes der ehemaligen Borsigschen Kesselfabrik, jetzigen Thomasiusstraße in Berlin.

den zunächst in Betracht gezogenen Versuch einer Tiefgründung bis auf den Kies. Die sich auf diese Weise ergebenden, nicht vorgesehenen großen Kosten und die Tatsache, daß keine Änderung des Platzes möglich war, brachten die Frage einer Eisenbetonplatte zur Erwägung. Zur Sicherung der Tragfähigkeit des hoch aufgeschütteten Terrains, das sich, wie aus Abb. 20 ersichtlich, auf einem alten Teich befindet, von dem nur noch die Moorschicht Zeugnis abgibt, und den Aschenschichten, die von alten Kulturresten herrühren dürften, wurde eine Probebelastung angeordnet. Dieselbe wurde auf einer Platte von 4 m² Fläche vorgenommen, auf der ein Mauerwerkspfeiler bis über Tag aufgeführt worden war, der die eigentliche Last in Eisenflossen trug. Die Resultate dieser Versuche waren laut dem mir von Herrn Bauinspektor Jost in liebenswürdiger Weise zur Verfügung gestellten Protokoll die folgenden:

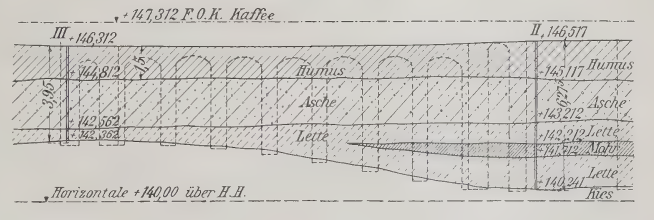


Abb. 20. Kaffeehausneubau in Bad Nauheim.

Probebelastung

betreffend Neubau Kaffee-, Tennishaus und Verkaufsläden in der Parkstraße zu Bad Nauheim.

Stand des Pfeilers 1,20 m unter Terrain frei auf dem Boden. Grund: aufgefüllter Boden. Auflagerfläche: 40 × 40 cm. Fertigstellung des Pfeilers in Zementmörtel 1 : 3 am 27. Juli 1909, vormittags 11 Uhr.

Belastung am 28. Juli um 11 Uhr mit $^1/_2$ kg für 1 cm². Höhenunterschied zwischen der Aufnahme vor und nach der Belastung = 0. Stand am 29. Juli vor Aufbringung der neuen Last gleich demjenigen am 28. Juli, d. h. nach Verlauf von 24 Stunden keine Senkung.

Belastung am 29. Juli mit 1 kg für 1 cm^2. Höhenunterschied zwischen der Aufnahme vor und nach der Belastung = 0. Stand am 30. Juli vor Aufbringung der neuen Last gleich demjenigen am 29. Juli, d. h. nach Verlauf von 24 Stunden keine Senkung.

Belastung am 30. Juli mit 1,5 kg für 1 cm^2. Höhenunterschied zwischen der Aufnahme vor und nach der Belastung = 3 mm. Stand am 31. Juli vor Aufbringung der neuen Last gleich demjenigen am 30. Juli nach Aufbringung der Last.

Belastung am 31. Juli mit 2 kg für 1 cm^2. Höhenunterschied zwischen der Aufnahme vor und nach der Belastung = 2 mm. Stand am 2. August gleich demjenigen am 31. Juli nach Aufbringung der Last.

Der Pfeiler hat sich insgesamt 5 mm gesenkt.

Auf Grund dieser Versuche hat man sich für eine Platte mit 0,5 kg/cm^2 Belastung entschieden. Eine Umfrage anläßlich meines Aufenthalts in Darmstadt ergab die erfreuliche Tatsache, daß in Hessen solche Probebelastungen bei unsicheren Bodenarten allgemein üblich sind, ohne daß sie jedoch vorgeschrieben wären. Die Veröffentlichung solcher typischen Resultate wäre sehr erwünscht.

Weiter sei zur Orientierung bemerkt, daß die Senkungen von Gebäuden in Chicago, wie sie mit Rücksicht auf die Straßenhöhe in solchem Falle von vornherein berücksichtigt werden müssen, unter 1,5 kg/cm^2 120 bis 200 mm betragen und nach 4 Monaten zum Stillstand kommt, daß sie jedoch vom jeweiligen Druck und der Wasserführung der tieferen Schichten abhängt und bis 750 mm beobachtet wurde.[1]) Diese Umstände machen es erklärlich, wenn dort allen Ernstes an die Ausführung der Idee geschritten worden ist, das Gebäude auf Keilen fertigzustellen, mittels deren man die endgültige Setzung ausgleichen kann. Es ist weiter klar, daß sich trotz einer im allgemeinen überraschenden regelmäßigen Setzung auch Unregelmäßigkeiten eingestellt haben, die zur Schiefstellung von Gebäuden ähnlicher Art, wie bereits beschrieben, geführt haben. Diese Erscheinung und die damit verbundenen Unzukömmlichkeiten mit dem Nachbar und schließlich die Anordnung von 3 Stock tieferen Kellern in den neueren Bauten hat die dortigen Baumeister veranlaßt, diese Bauweise wieder zu verlassen und sich einer dort leicht durchführbaren Brunnenfundierung zu bedienen, die mittels eines Betonpfeilers die Last des Gebäudes durch den Seeschlamm hindurch auf festen Grund überträgt. Dieser Vorgang findet sich ausführlich im Abschnitt f) Tiefgründungen beschrieben. Nach der großen, zugunsten der Flachgründung sprechenden Erfahrung scheint dies eine etwas übertriebene Ängstlichkeit zu sein, bei der übrigens die plötzlichen Setzungen bei alten Gebäuden, herrührend vom Bau der 12 m tiefen Untergrundbahntunnel, sowie der Umstand, daß bei einem Umbau mit Brunnenfundierung dieselbe noch vorgenommen werden kann, währenddem das alte Haus noch benutzt wird, ausschlaggebend waren. Wir sehen also, daß bei dieser Art von Fundierung die Feststellung des zulässigen Bodendrucks und die demselben entsprechende zukünftige Setzung von der größten Wichtigkeit ist, wenn es sich nicht um einzelstehende Gebäude handelt.

Den einzelnen Platten und Säulenfüßen desselben Gebäudes wird man im allgemeinen denselben Fundamentdruck zuweisen, schon um dasselbe Maß des Setzens zu erzielen. Doch kommen auch bedeutende Abweichungen vor, wie z. B. bei der von Hennebique 1897 erbauten chemischen Fabrik von Horfleur, wo die 260 Säulen mit Platten von 1 bis 2 m^2 Fläche 3 bis 4 m tief, 1 bis 2 m über Grundwasser angeordnet sind. Die Bodenpressung schwankt zwischen 1 bis 2,3 kg/cm^2, wobei den tieferen und breiteren Platten mehr Belastung zugewiesen wurde in der Annahme, daß die Setzung dadurch gleichmäßiger wird.

---

[1]) So z. B. genügten beim Monaknockgebäude, das wohl 1,88 kg/cm^2 Bodendruck aufweist, die vorgesehenen 200 mm nicht.

Als ein Beispiel der Folgen, welche die Nichtbeachtung von Vorkehrungen, die eine gleichmäßige Setzung im Hause sicherstellen, zur Folge hat, dient die Abb. 21. In derselben ist ein der Praxis entnommener Fall wiedergegeben, bei welchem recht bösartig aussehende Rißerscheinungen auftraten. Von den Mittelsäulen wurden Nr. 1 u. 2 mit Rücksicht auf einen unterhalb derselben gelegenen Kanal besonders kräftig fundiert und zeigten aus diesem Grunde sowie wegen der Nachbarschaft des alten Gebäudes so gut wie gar keine Setzung. Die übrigen Säulen verhielten sich durchaus normal, es ergab sich aber nunmehr eine Setzungsdifferenz, die in den meisten Stockwerken zu den in der Abb. 21c im Längsschnitt bei den Säulen Nr. 2 u. 3 angezeigten Rissen führte. Gleichzeitig hatten sich aber die Außenmauern des Gebäudes, die, wie aus Abb. 21b ersichtlich, weniger stark fundiert waren und sich außerdem noch

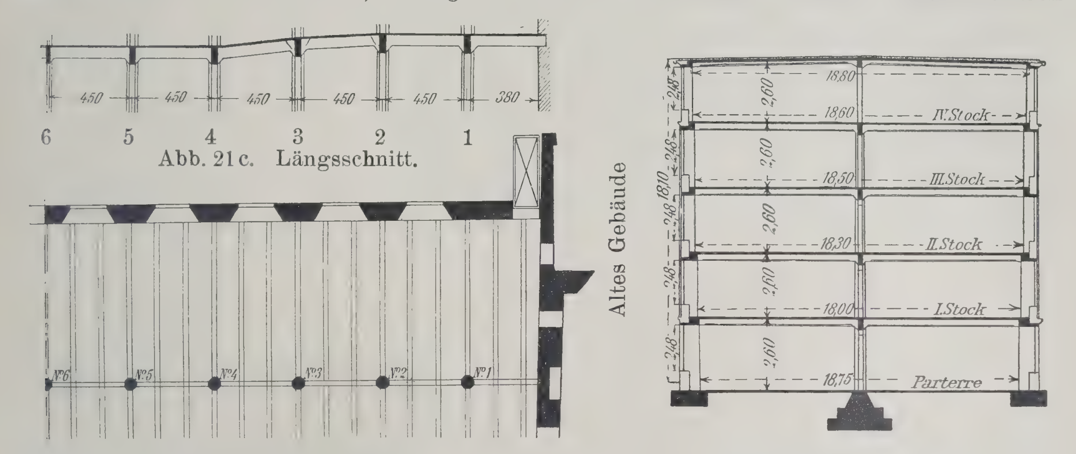


Abb. 21a. Fabrikanbau mit ungleichen Fundamenten. Abb. 21b. Querschnitt.

— weil aus Mauerwerk — gesetzt hatten, auf ein drittes tieferes Niveau gesenkt, so zwar, daß die kontinuierlich über die Mitte gelegten Nebenträger die Form eines Bogens bekamen und eine ganze Reihe von Zugrissen im Druckgurt aufwiesen. Besonders beunruhigend wirken jedoch die in Abb. 21c dargestellten Risse in dem mittleren Hauptträger. Dieses gewiß nicht schöne Bild ist in erster Linie auf die nicht genügende Rücksichtnahme von Setzungsunterschieden bei verschiedener Art von Gründung innerhalb eines Gebäudes zurückzuführen. Wenn ein derartiges Problem vorliegt, das zu einer besonders starken Fundierung einzelner Gebäudeteile nötigt, ist entweder das ganze Gebäude in gleicher Weise solide zu fundieren oder aber zwischen dem stärker und schwächer fundierten Teil eine Dehnungsfuge anzuordnen, um diese und andere unvermeidliche Bewegungserscheinungen in einer weniger garstigen Form zu ermöglichen. Es sei bemerkt, daß in dem erwähnten Gebäude Belastungsproben ausgeführt wurden, die ergeben haben, daß die Tragfähigkeit der Balken trotz der Risse eine Verminderung nicht erfahren hat.

Während man unter der Tragfähigkeit eines Balkens seine Bruchlast oder nahezu soviel versteht, bezeichnet man, wie gesagt — mit Tragfähigkeit des Bodens die Grenze, bei der für das Gebäude bedrohliche Setzungsunterschiede eintreten können. Wie aus dem vorangehenden Beispiel ersichtlich, kann diese Grenze durch entsprechende Vorkehrungen bedeutend erhöht werden. Die scheinbar so widerspruchsvolle Anwendung desselben Begriffs der Tragfähigkeit ist also insofern begründet, als eine Erhöhung der Last über die Tragfähigkeit hinaus den Bestand des Gebäudes bedrohende Erscheinungen hervorbringen kann. Es soll dabei die Sicherheit im Fundament des Gebäudes mindestens eine ebenso große, wenn nicht größere sein

wie die des Aufbaues, denn ein wenig sicher konstruierter Teil muß die Sicherheit des Ganzen in Frage stellen. Dementgegen steht die vielfach auch hier angeführte Uebung, die Grenze zu bestimmen, bei welcher sichtbare Setzungen eintreten, und mit der Belastung nur wenig unterhalb derselben zu bleiben. Diese Methode ist, wie die oben angeführten Versuche Brainarts beweisen, nicht so ohne weiteres als unsicher zu verurteilen, weil die landläufigen Verfahren zur Bestimmung der Setzungsgrenze nichts weniger als einwandfrei und zu weitgehend sind. Es ist aber bei der Vornahme einer Belastungsprobe mit mehrfacher Nutzlast wohl zu erwägen, ob man durch große oder einseitige Setzungen das Gebäude bleibend schädigen oder doch verunzieren könnte. Jedenfalls zeigt gerade die Beobachtung bei solchen Versuchen, daß der Erdboden für solche Beanspruchungen empfindlicher ist, als man gemeinhin annimmt. Lange andauernde Belastungen haben dabei eine ganz andere Bedeutung als vorübergehende. Dieser Unterschied kommt insbesondere bei den rechnerisch, hierzulande ebenso wie anderwärts, in dieser Hinsicht gleichmäßig behandelten Eigengewichten und Nutzlasten zur Geltung.

So läßt sich beobachten, daß in Gegenden mit einer ausgesprochenen Windrichtung alle hohen Kamine, die nicht auf unveränderlichem Fundament stehen, wie es z. B. eine solche Platte ist, nach der vorherrschenden Windrichtung sich wie ein Segelschiff geneigt haben. Dieser Unterschied macht sich ferner beim Vergleich der Außenmauern und der Innenmauern bei Fabrikgebäuden mit soliden Außenmauern und leichten Zwischenmauern bemerkbar, wenn, wie häufig, die Nutzlast bei den Außenmauern nur 10 vH., bei den Innenmauern über 25 vH. beträgt. Hierbei wirkt auch der Umstand mit, daß das Erdreich unter den Außenmauern ohne Seitenbelastung ist und weil mit der Belastung gleichzeitig ein Auspressen der Feuchtigkeit des Bodens eintritt. Von großer Bedeutung hierbei ist die Reihenfolge der Bauherstellung. Wenn z. B. die Außenmauern zuerst hergestellt werden, oder wenn innerhalb eines bestehenden Gebäudes nachträglich eine Säule fundiert wird, so wird sich diese im allgemeinen nicht so viel senken wie die ursprünglichen Bauten. Solche Unregelmäßigkeiten treten bei wasserhaltigem oder doch feuchtem Boden besonders deutlich hervor.

In der amerikanischen Praxis finden sich ebenso wie bei Säulen auch bei deren Fundamenten die Nutzlasten nur teilweise (25 bis 50 vH.) berücksichtigt, ausgehend von der Tatsache, daß die Nutzlasten in einem Gebäude nie gleichzeitig auftreten. Hier kommt der Umstand in Betracht, daß diese vorübergehende Belastung nie in dem gleichen Maße wie das Eigengewicht mit Bezug auf die Zeitdauer zur Geltung kommt. Es besteht also bei einer solchen Rechnung viel mehr Aussicht auf eine gleiche Setzung zwischen Außen- und Mittelsäulen als wie sonst.

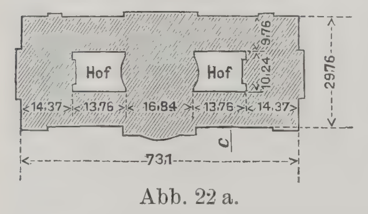


Abb. 22 a.

Als Beispiel, in welchem der Frage der Fundierung einer Grundplatte in systematischer und allen Bedenken begegnender Weise Rechnung getragen wurde, diene der Neubau des Oberlandesgerichts in Düsseldorf (Abb. 22), worüber sich bereits Einzelheiten in Bd. IV, Teil II, erste Auflage dieses Handbuches, S. 191 veröffentlicht vorfinden.[1]) Der in Abb. 22a dargestellte Grundriß eignet sich besonders wegen seiner Symmetrie und wegen des Umstandes, daß keine Nachbarn störend wirken, zur Unterstützung mit einer Platte, weil auf diese Weise der Schwerpunkt derselben und des Lastangriffs leicht zur Deckung gebracht werden können. Die Gesamtbelastung des Bodens unter der Fundamentplatte betrug 36 455 600 kg bei einer Fläche von 27 180 700 cm², dem entspricht eine Belastung von 1,34 cm². Von dieser Last entfallen 60 vH. auf das Gewicht des aufgehenden Gebäudes.

[1]) Siehe nähere Einzelheiten in Beton u. Eisen 1908, Heft XIV, S. 340, Tafel 27.

Da die Bodenuntersuchung ergab, daß die Setzungsgrenze selbst dann bei etwa 2,5 kg/cm² zu suchen ist, wenn man nicht bis auf den gewachsenen Boden herabgeht, sondern 60 cm der Anschüttung benutzt (Abb. 22a), so hat man sich nach genauem Studium der Grundwasserverhältnisse in den einzelnen Bodenschichten für eine Fundierung in dieser Höhe entschieden, nachdem man durch Ermittlung der Kosten für andere Formen herausgefunden hatte, daß eine Eisenbetonpfählung 60 vH., eine Senkbrunnengründung 25 vH. mehr kosten würde und man mit einer Sandschüttung nur 20 vH. hätte ersparen können.



Abb. 22b.

Indem wir bezüglich der Einzelheiten auf die angeführten Quellen verweisen und bezüglich der Rechnung an anderer Stelle nochmals darauf zurückkommen, so sei hier nur der Ausführung durch die Abb. 22b u. c gedacht. Zunächst wurde die Baugrube ausgeschachtet und eingeebnet, dann wurden in gleichmäßigen Abständen von etwa 10 m Probelöcher gegraben und durch diese die Höhe der aufgefüllten Kiesschicht oberhalb der Alluvialschicht festgestellt. Alsdann wurden die Probelöcher wieder lagenweise in Schichten von 15 cm Höhe eingeschlämmt und festgestampft. An einigen Stellen, an welchen sich Sand bezw. Lehminseln oder Schutt und Baureste zeigten, wurden diese ausgehoben und die entstandenen Löcher lagenweise mit Kies und Sand ausgekoffert. Hierauf wurde die Baugrube dort, wo die Kiesschicht eine größere Mächtigkeit als 60 cm hatte, so tief ausgeschachtet, daß noch 60 cm Kies oberhalb der Alluvialschicht stand, und das gewonnene Material in Lagen von 15 cm wieder eingeschlämmt und festgestampft.

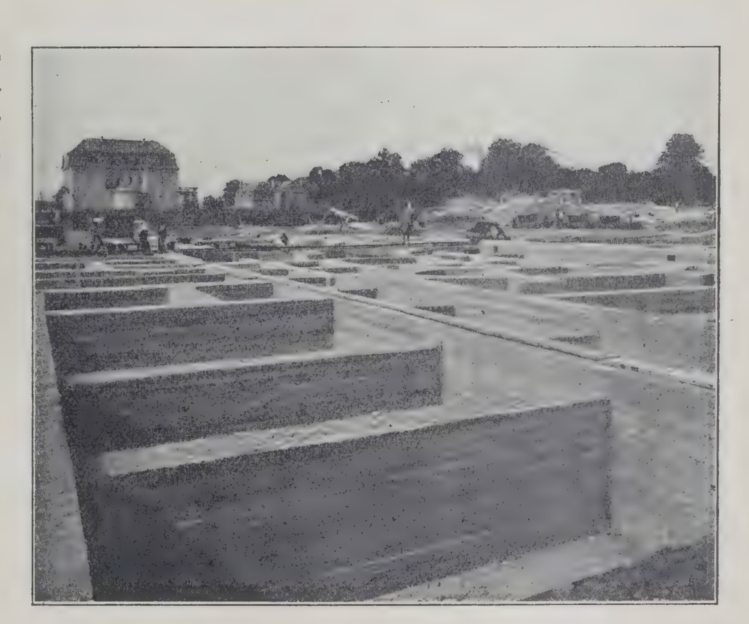
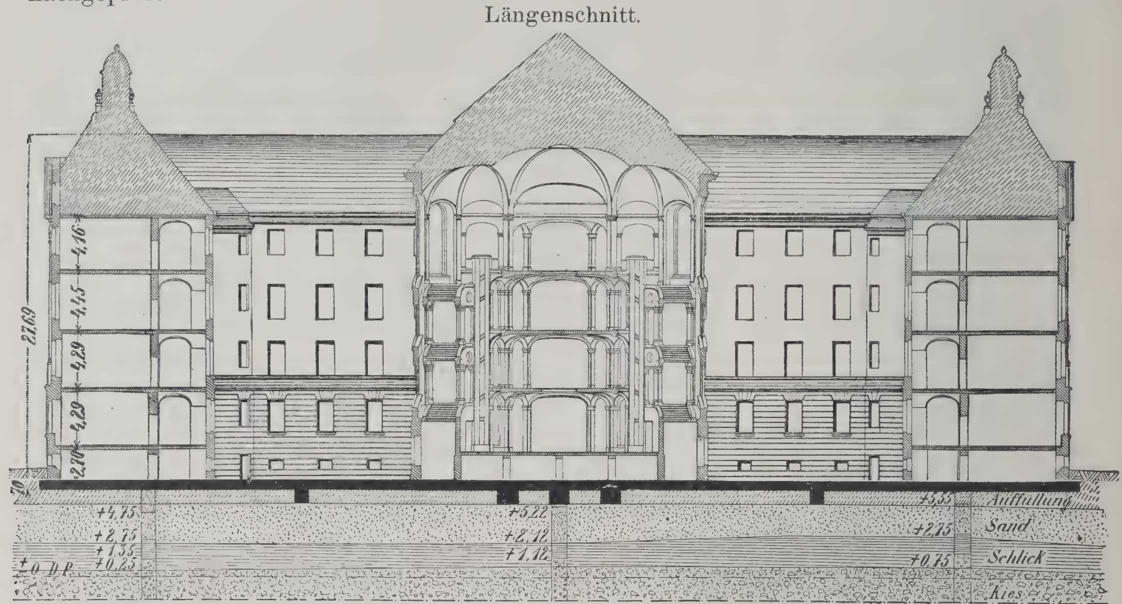


Abb. 22c.

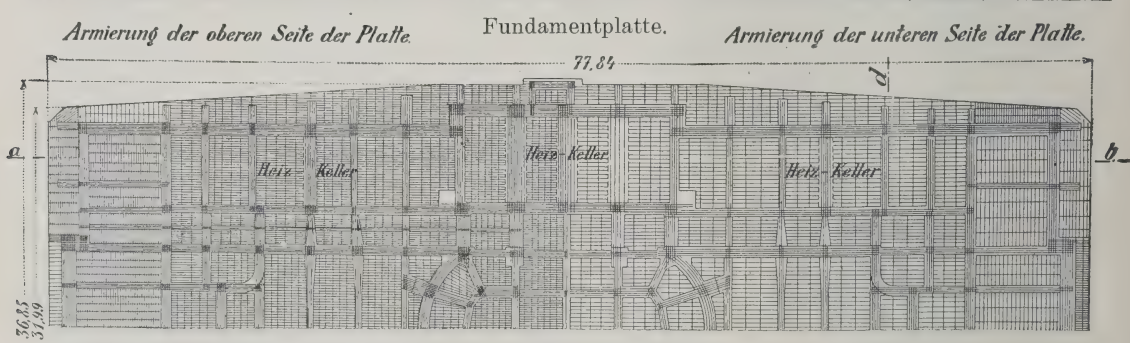
Dann wurde mit dem Schlämmen und Walzen der gesamten Baugrube begonnen.

Es wurde Sand aufgebracht und so lange geschlämmt, bis kein Sand mehr eindrang; durch Versuche mit Sondiereisen wurde die notwendige Verdichtung der Kiesschicht nachgeprüft.

Längenschnitt.



Fundamentplatte.



Querschnitt $c—d$.

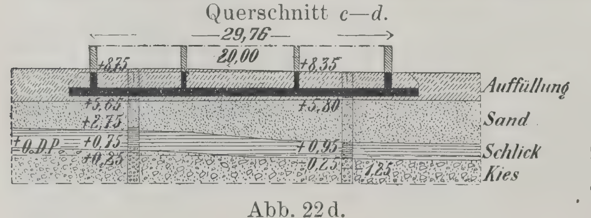


Abb. 22 d.

Abb. 22 a bis 22 d. Oberlandesgericht in Düsseldorf.

Um festzustellen, ob durch das zum Schlämmen gebrauchte Wasser eine Aufweichung des Untergrundes zu befürchten war oder ob dasselbe abfließen konnte, wurden an fünf Stellen Beobachtungslöcher bis auf die Alluvialschicht gegraben. An diesen war zu ersehen, daß das Wasser genügend schnell nach Nord-Nord-Osten abfloß.

Nachdem die Wasserbeobachtungslöcher gleichfalls wieder in Lagen von 15 cm eingeschlämmt und festgestampft waren, war die Baugrubenfläche fertiggestellt und auf + 6,10 m D. P. abgeglichen.

Auf der so vorbereiteten Bausohle wurden fünf Probebelastungen vorgenommen. Eine Fläche von $75 \cdot 75 = 5625$ cm² wurde so stark belastet, daß sich eine Bodenpressung von 1,4 kg/cm² ergab, das ist der Bodendruck, mit welchem später das Gebäude den Baugrund beanspruchen wird. Die Senkung betrug bei allen Stellen fast

genau dasselbe, nämlich 5 mm, welcher Wert fast unmittelbar nach Aufbringung der Last erreicht wurde.

Hierauf konnte mit der Herstellung der Betonfläche begonnen werden. Dieselbe erfolgte in der Weise, daß zunächst eine dünne Lage Beton hergestellt wurde, auf welcher die unteren Bewehrungseisen der Platte bezw. der Rippen verlegt werden konnten (Abb. 22b). Diese untere Bewehrung der Rippen wurde durch senkrechte Bügel mit der oberen Bewehrung in Verbindung gebracht. Die nicht zu vermeidenden Stöße wurden abgetreppt, so daß eine gute Überdeckung der einzelnen Teile erfolgte. Selbstverständlich wurde für eine sorgfältige Reinigung des alten Betons vor Aufbringung des neuen Sorge getragen.

Die alte und neue Methode der Verbreiterung.

Die älteren Methoden der Verbreiterung im Mauerwerk ohne Eisen bestanden darin, die Breite stufenförmig im Verhältnis 2 : 1, höchstens 1 : 1 anwachsen zu lassen. Wir erhalten dann im Falle einer 25fachen Verbreiterung einen Steinpfeiler, der oben eine Breite b hat, mit einer Steinpyramide von $5\,b$ Seitenlänge als Basis und wenigstens (bei 1 : 1) $2b$ als Höhe. Wenn diese Verbreiterung erst unter der Sichtgrenze bezw. Kellersohle einsetzt, so zwingt das zu einem sehr tiefen Fundamentaushub oder andernfalls zu einer Ausfüllung der Keller mit dieser Steinpyramide. Wir können uns hiervor durch die mit Eisenbeton möglichen Flachgründungen bewahren. Wenn wir uns die Frage stellen, ob und inwieweit die Verwendung des Eisens nötig ist, so ist diese Frage unter dem Gesichtspunkte der Unzuverlässigkeit des Betons bei Zug- und Scherspannungen zu beantworten. Bei Anordnungen von Zugspannungen in Grundbauten ist daher stets zu erwägen, wie diese sich verhalten würden, wenn die Scherfestigkeit des noch grünen Betons zerstört worden wäre. Es ist gegebenenfalls der nötige Eisenquerschnitt zur Sicherstellung anzuordnen. Dem Konstrukteur ist es weniger geläufig, daß auch bezüglich der Scherspannungen eine ähnliche Vorsicht am Platze ist wie bei der Zugwirkung, ja daß diese noch gefährlicher werden können, da der Betonquerschnitt absatzweise zerstört werden kann.

Über die entsprechenden Verhältnisse geben alle Bruchversuche mit Mauerwerkskörpern[1]) Aufschluß, da sich die geringsten Unregelmäßigkeiten in denselben durch vertikale Scherrisse in einem sehr frühen Stadium der Belastung anzeigen. Diese können dem Bauwerk deshalb so gefährlich werden, weil der so zerspaltene Mauerwerkskörper die Lasten nicht mehr gleichmäßig verteilt erhält, sondern die Gesamtlast einem dieser Teile zufällt, dessen Zerstörung dann unvermeidlich ist. So z. B. ergaben bei den Versuchen des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins[2]) an drei Pfeilern ausgeführte Druckversuche das folgende Resultat (Abb. 23) bei teilweiser (exzentrischer) Belastung der oberen Fläche:

mit Gmündener Granit:	mit Purkersdorfer Sandstein:
Pfeiler Nr. 5 und 6.	Pfeiler Nr. 12.
50 × 50 cm und 1 m hoch.	48 × 49 cm und 68 cm hoch.

Die ersten Anzeichen entsprechen einer Inanspruchnahme auf:

Schub 75 kg/cm², Druck 100 kg/cm².	Schub 45 kg/cm², Druck 80 kg/cm².

Beim Bruch mit Bezug auf die tatsächlich zerdrückte Teilfläche:

Druck 580 kg/cm².	Druck 249 kg/cm².

Pfeiler Nr. 12 u. 13.

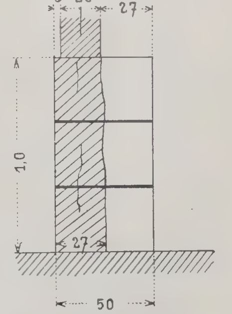


Abb. 23. Versuch des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins.

1) Siehe Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1899, Nr. 48, v. Emperger, „Über die Tragfähigkeit von Ziegelsteinen".
2) Siehe Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1901, Nr. 25.

Zentrischer Pfeilerversuch Nr. 13, Abmessungen wie bei Nr. 12 ergab mit Bezug auf die ganze Fläche 247 kg/cm². Das ist also fast genau die obige Ziffer der zuerst abgescherten Teilfläche im Versuchspfeiler Nr. 12.

Wie ersichtlich, hat der einseitige Druck diese Pfeiler zuerst zerspalten und dann den zentrischen Teil in der gewöhnlichen Art zerdrückt, ohne daß die untere breite Druckfläche eine Erhöhung der Druckfestigkeit zur Folge gehabt hätte. Die hier nachgewiesene Mauerfestigkeit der drei Quadern mit Mörtelfugen ist $^1/_2$ bis $^1/_3$ der Würfelfestigkeit der betreffenden Steine. Dabei ist noch hervorzuheben, daß die oben nachgewiesene Scherfestigkeit von 45 kg/cm² auch bei dem vollen Quader dieselbe war.

Eine neuere Arbeit dieser Art sind die Druckversuche Professor Schüles[1]) mit 12 cm starken Prismen von wechselnder Breite und Höhe. Aus denselben scheint hervorzugehen, daß das Verhältnis der Breite zur Höhe eine wichtige Rolle spielt, die bisher aber noch nicht einwandfrei ermittelt wurde. In der einen Serie von Versuchen bleibt die Verbreiterung auf die Tragfähigkeit des ganzen Prismas ohne Einfluß. Bei der zweiten Serie ist ein günstiger Einfluß mit zunehmender Höhe des Prismas ersichtlich, doch erreicht auch hier die Tragfähigkeit selbst bei einer Versechsfachung des Querschnitts nicht das Doppelte, entsprechend einer Verbreiterung von 2 : 1. Die Versuche dürfen logischerweise nicht auf jene Fälle angewendet werden, wo bei einer zusammendrückbaren Unterlage und der nötigen Scherfestigkeit des Prismas der Druck von oben sich auf eine größere untere Fläche verteilen kann. Das wäre vollständig unberechtigt. Einige der Ausführung nachgebildeten Versuche wurden beim Neubau des Hafens von Antwerpen in gründlicher Weise zur Sicherstellung des Entwurfes der Kaimauer an der Schelde gemacht. Diese Mauer war, wie aus der Abb. 24 ersichtlich, angeordnet, und es wurden fünf Bruchversuche im $^1/_5$-Maßstabe und einer tunlichst zentrierten Last durchgeführt. Diese Versuchstücke sind bei 2,69 bis 4,23 kg/cm² Bodendruck, also mit einer im Durchschnitt nahezu ebenso großen Last, als sie für die Ausführung vorgesehen, durch eine Abscherung der Nase längs AB gebrochen. Ich halte die daraus gezogene Schlußfolgerung, daß somit die fertige Platte eine hinreichende Sicherheit besitzt, nicht für stichhaltig und glaube vielmehr, daß die Entscheidung des bauleitenden Ingenieurs, der durch eine Erhöhung der Zementmischung um 50 vH. auch die Sicherheit um weitere 50 vH. erhöht zu haben glaubt, schon deshalb von zweifelhaftem Wert ist, weil es nicht angeht, den Durchschnitt zu nehmen, sondern die schlechtesten Zahlen zu berücksichtigen sind. Der Ingenieur[2]) bemerkt, daß er auf diese Weise nur 5 vH. Mehrkosten für 1 m³ Mauerwerk gehabt hat. Die wirkliche Platte war für eine Randspannung von 3,96 und 2,06 kg/cm² berechnet. Die Nase stand daher unter einem Moment von etwa 11 000 000 cmkg für 1 lfd. m. Das Widerstandsmoment des Querschnitts ist $\frac{100 \cdot 310^2}{6} = 1\,600\,000$, demnach entspricht der Last eine Zugspannung von 7 kg/cm² im Beton auf Biegung und eine Scherspannung von 2,3 kg/cm². Es ist demnach das Resultat des Versuchs vollständig erklärlich, wenigstens experimentell. In Wirklichkeit aber wäre eine verläßliche Sicherung nur durch Eisen zu erzielen gewesen, für das der Querschnitt in diesem Fall mindestens $\frac{11\,000\,000}{0{,}9 \cdot 3{,}05 \cdot 1200} = 33$ cm² Eisen für 1 lfd. m betragen sollte bei etwa dreifacher Sicherheit. Da nach der oben erklärten Regel für $k = 4$ kg/cm² $d = \frac{20}{3}\ 2{,}5 = 17$ mm ist,

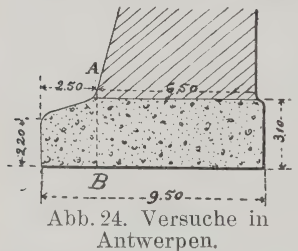


Abb. 24. Versuche in Antwerpen.

[1]) Mitt. d. Eidgen. Versuchslaboratoriums in Zürich, Heft XIII. Siehe auch Beton u Eisen 1909.

[2]) Siehe näheres Annales des Travaux Publics de Belgique 1905, Mitteilungen von Ingenieur Zanen, S. 399.

so gäbe dies 15 R.-E. 17 mm Durchmesser für 1 lfd. m, entsprechend einer Bewehrung von 0,1 vH. Unter den dargelegten Umständen ist es aber erklärlich, weshalb man Fundamenten aus Mauerwerk so unförmliche Abmessungen geben muß. Der entwerfende Ingenieur hat demnach seine Entscheidungen nach zwei Richtungen hin zu treffen, mit Bezug auf die Ökonomie und mit Bezug auf die innere Güte beider Lösungen: obwohl vor einer falschen Sparsamkeit im Gebiete des Grundbaues nicht nachdrücklich genug gewarnt werden kann, so gibt es doch genug Fälle, in welchen beide Umstände für die Verwendung des Eisenbetons bei Flachgründungen sprechen. Eigentlich sollte jedes über die Verteilungslinie 1 : 2 hinausragende Fundament eine Bewehrung erhalten, zum mindesten nach Abb. 25 mit einer oder mehreren Lagen von Streckmetall oder Drahtgeflecht zur Sicherung der Scherfestigkeit. Es soll jedoch nicht verschwiegen werden, daß sich anderseits auch eine große Reihe von Ausführungen auf einem 1 m dicken Betonbett allein ohne Eisen tadellos bewährt haben. Endgültig läßt sich dies, d. h. die Frage der vollständigen Gleichmäßigkeit des Untergrundes, die das Eisen überflüssig macht, nur an der Hand örtlicher Erfahrungen entscheiden.

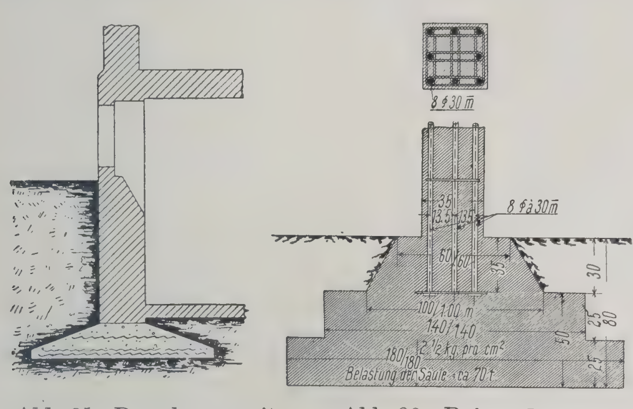


Abb. 25. Bewehrung mit Streckmetall.

Abb. 26. Reines Betonfundament.

Ein Beispiel von reinen Betonfundamenten unter einem Eisenbetonhochbau gibt die Abb. 26.[1])

Bezüglich weiterer Beispiele dieser Art sei auf die ähnlichen Ausführungen bei der Leipziger Baumwollspinnerei[2]) und dem Geschäftshaus Teubner-Leipzig,[3]) sowie auf die Abbildungen verwiesen, die sich in Bd. IV, Teil 2, 1. Auflage dieses Werkes vorfinden, und zwar auf S. 220 Abb. 72, das Gießereigebäude in Berlin; auf S. 262 Abb. 165, die Spinnerei in Werdau i. S.; auf S. 277 Abb. 190, Papierfabrik Reisholz; auf S. 279 Abb. 194 u. 196, Papierfabrik Olleschau; auf S. 285 Abb. 204, Geschäftshaus in Leipzig; diese alle als Beispiele der stufenförmigen Anordnung und S. 292 Abb. 216, Fabrik in Bremen als ein Beispiel mit prismatischen Betonblöcken.

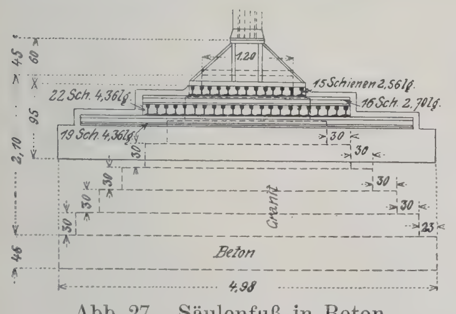


Abb. 27. Säulenfuß in Beton, Betoneisen oder Eisenbeton.

Abb. 27 stellt zwei Lösungen übereinandergezeichnet dar. Einmal ein reines Betonmauerwerk mit einer Druckfortpflanzung $c : h = 1 : 2$ und das zweite Mal eine Reihe von abgestuften Eisenrosten[4]) in der älteren Ausführungsform, wo die Eisen über den Beton gelegt wurden. Die dritte Lösung, eine Fundamentplatte in Eisenbeton, hat etwa dieselbe Form wie der Eisenrost, nur hat sie viel weniger Eisen nötig. Es ist natürlich möglich, die Verbreiterung bei Gebäuden gleichzeitig als Sohle der Keller zu benutzen, also den tieferen Aushub zu

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft VIII, Tafel XII.
[2]) Beton u. Eisen 1907, Heft X, S. 262.
[3]) Beton u. Eisen 1908, Heft IV, S. 83.
[4]) Über ihre Berechnung siehe Eng. News 1894, 8. November u. 20. Dezember.

sparen. — In dieser Beziehung ist es interessant, festzustellen, daß man in New-York sich wiederholt zur Entfernung dieser den Raum beengenden Mauerwerkspyramiden entschlossen hat, indem man sie später durch Unterfangung mit Eisenrosten ersetzt hat,[1]) über welche eine reichhaltige Literatur besteht.

In Abb. 28a findet sich ein reines Betonfundament mit einem Übertragungsverhältnis $c:h = 3:5$ verglichen mit Abb. 28b, einer bewehrten Platte, in $3:2$ vor. Die Kosten berechnen sich aus folgenden Angaben: Fundamente a) in Beton: Aushub 8,8 m³, Beton 5,8 m³, Eisen 0; b) in Eisenbeton: Aushub 5,7 m³, Beton 2,9 m³, Eisen 173 kg. Der Kostenunterschied beträgt etwa 20 vH. mehr für den ersten Fall. Auf Grund dieser von Johnson vorgelegten Varianten entschied man sich im Norvell-Shapleigh-Gebäude in St. Louis für Eisenbeton. — Oft ist es (gegenüber Holzrosten)

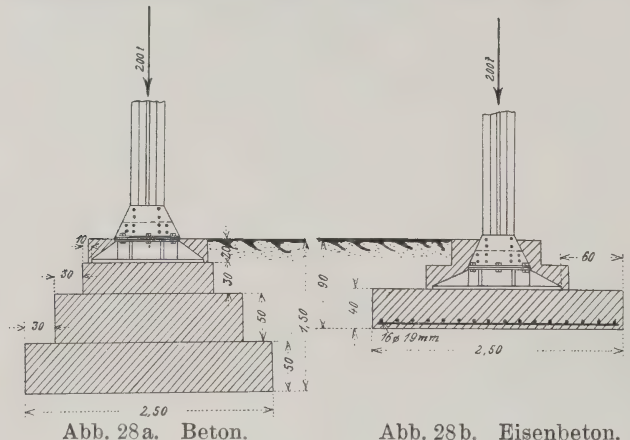


Abb. 28a. Beton. Abb. 28b. Eisenbeton.

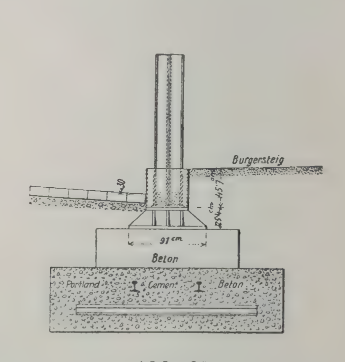


Abb. 29. Schwachbewehrte Betonplatte.

möglich, auf diese Weise eine bis auf den Grundwasserspiegel herabreichende Fundierung zu sparen, wie sich dies bei mehreren Beispielen in der Folge angeführt findet, z. B. beim Turm des neuen Rathauses in Berlin (Abb. 100), wodurch dann der Unterschied entsprechend gesteigert wird.

Es gibt zwischen einem Fundament aus reinem Mauerwerk und einer richtig bewehrten Betonplatte eine Reihe von Übergangsformen (Abb. 25 u. 29). Diese beschränken sich oft nur darauf, die weiter unten angegebenen Nachteile der Ausführung in reinem Mauerwerk mit Bezug auf die unzulängliche Scherfestigkeit durch Einschaltung von Eisen zu beheben, ohne jedoch letzteres in bezug auf Zug

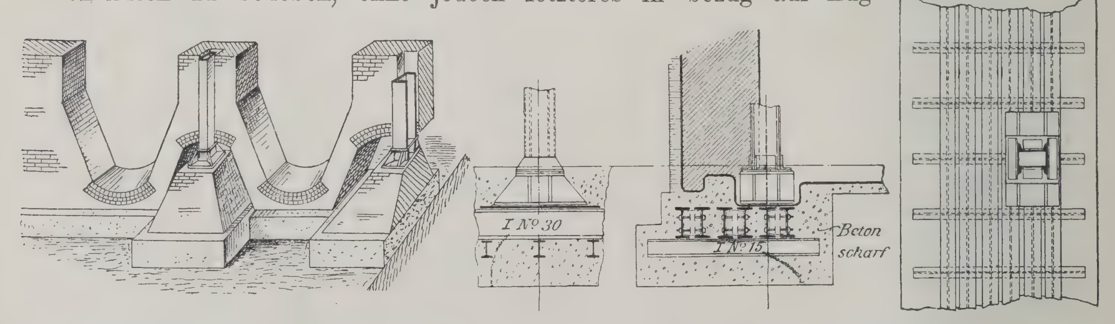


Abb. 30a. Mauer- und Säulengründung in Beton. Abb. 30b. Mauer- u. Säulengründung in Beton-Eisen.

auszunutzen. Einschaltungen alter Schienen und Streckmetalls können häufig nur in diesem Sinne und nicht als eine eigentliche Bewehrung gelten.

[1]) Siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 8, Abb. 13 u. 14.

Bei ganzen Platten stellt die Abb. 30a eine ältere Form dieser Gründung dar, wo der Eisenbeton noch unbekannt war. Dieselbe stammt aus dem Tarrant-Gebäude in Chicago. Ein Fortschritt, in der Form des Ersatzes der massiven Platten durch massive Eisenbalken, zeigt die Abb. 30b für eine sonst gleiche Anordnung, wo in eine Schachtel von Außenmauern ein innerer Ausbau mit Säulen hineingestellt wurde, der die Außenmauern nicht belastet, sondern wo zur Versteifung und Entlastung der Mauern Säulen an dieselben angesetzt worden sind mit einem gemeinsamen Balkenrost. Die modernen Formen, die dem entgegenzustellen wären, finden sich in den späteren Beispielen dieses Kapitels dargestellt vor. Ein der Abb. 30 ähnliches Beispiel in Eisenbeton findet sich in Band IV, Teil 2, erste Auflage, S. 508, Abb. 16.

Das wichtigste Kennzeichen der älteren Anordnung ist, daß bei der großen Steifigkeit der Steinkonsolen (Abb. 28a u. 30a) die Lastübertragung in zufriedenstellender Weise gesichert erscheint, während bei der raschen Verbreiterung mit Hilfe des Eisenbetons (Abb. 28b) die Möglichkeit vorliegt, daß sich die Fundamentplatte durchbiegt, dementsprechend örtlich tiefer einsinkt und so eine ungleichmäßige Verteilung mit einem Maximum des Bodendrucks unter der Last eintritt. Es sollte daher bei solchen Platten in dem Verhältnis $c:h$ mit der Ausladung als maßgebend für die Durchbiegung nicht zu weit gegangen werden. Von der Praxis gutgeheißene Vorschriften liegen in dieser Hinsicht noch nicht vor, das Folgende ist also nur als ein vielleicht nicht weit genug gehender Vorschlag nach dieser Richtung anzusehen. (Siehe auch Handbuch f. Eisenbetonbau, Bd. IV, Teil 3, erste Auflage, S. 211, Bauunfälle.) Bei diesen Ausladungen muß man mit einer der Belastung entsprechenden Durchbiegung rechnen. Denken wir zunächst, um uns die Sache zu vereinfachen, nur an eine Ausladung nach einer Richtung hin von der Größe c, so wäre hier noch viel mehr wie bei Decken darauf Bedacht zu nehmen, daß nicht durch eine zu große Durchbiegung bezw. Setzung unter der Last eine Zerstörung des Betons und Bloßlegung des Eisens eintritt. Bei frei aufliegenden Eisenträgern habe ich die Faustregel empfohlen

$$\delta_{\max} = \frac{l}{600}.$$

Übertragen wir dieses Verhältnis auf eine Konsole von der Ausladung c, so ist unter Berücksichtigung derselben Eisenspannung als Grenze

$$\delta_{\max} = \frac{c}{500}$$

zu setzen.

Wir gelangen auf diese Weise für

$$\delta = \frac{\sigma_e c^2}{4\,E_e y} = \frac{c}{500}$$

zu $$\frac{c}{y} = 16, \quad \text{und für } y = {}^3/_4 h \text{ und } \frac{c}{h} = 21,$$

d. h. in Worten, wir können eine Platte von der nutzbaren Höhe h nicht mehr als $20\,h$ ausladen lassen unter gleichzeitiger Inanspruchnahme des Eisens mit 1000 kg/cm². Obige Rechnung bezieht sich jedoch auf das II. Stadium, wo auf die Mitwirkung des Betons auf Zug verzichtet wird. Gerade aber bei Grundbauten scheint es am Platze, gegenüber dieser Annahme noch eine weitere Sicherheit anzuwenden.

Es ist aber noch zu erwägen, ob die diesem äußersten Fall unter der Last entsprechende Durchbiegung (Setzung) ohne Schaden eintreten kann. Ihre absolute Größe beträgt bei $c = 20\,h$, im Maximum etwa

$$\delta = \frac{c}{500} = \frac{20\,h}{500} = \frac{h}{25}.$$

Obwohl uns in dieser Hinsicht fast alle Versuche mangeln, so ergibt sich doch aus der bloßen Betrachtung dieser Zahlen, daß ein solcher Setzungsunterschied mit der Voraussetzung einer gleichmäßigen Belastung des Bodens nicht vereinbar ist und daß an Stelle dessen eine Druckverteilung treten muß, laut welcher der Druck von einem gewissen Minimum am Rande sich bis zu einem Maximum steigert, innerhalb dessen sich der vertikale Druck ohne Zuhilfenahme von Biegung verteilt.

Man kann eine lineare Steigerung annehmen, die bei weit ausladenden Konsolen mit Null anfängt und die volle Höhe erst erreicht, wo die unter 60° gezogene Verteilungslinie des vertikalen Drucks die Basis schneidet (Abb. 31). Aus dieser Regel ergibt sich der Vorgang, die Fundamentfläche zu unterteilen, in die unter direktem Druck stehende und jene, welche erst durch Setzung unter Druck gestellt wird. Für die letztere ist im obigen äußersten Fall nur die Hälfte ihrer Fläche in Rechnung zu setzen, wenn man den Gesamtdruck des Gebäudes auf 1 cm² des Fundaments berechnen will. Die übliche Methode, die die Ausladungen voll in Rechnung setzt, wird in dem Maße unrichtig, als man zu weit ausladenden Konsolen greift. Jedenfalls hat man aber mit der sonst üblichen Rechnung diese Fundamentkonsolen derartig massiv hergestellt, daß dies dem Bestande der Gebäude nur zum Vorteil gereichen kann,

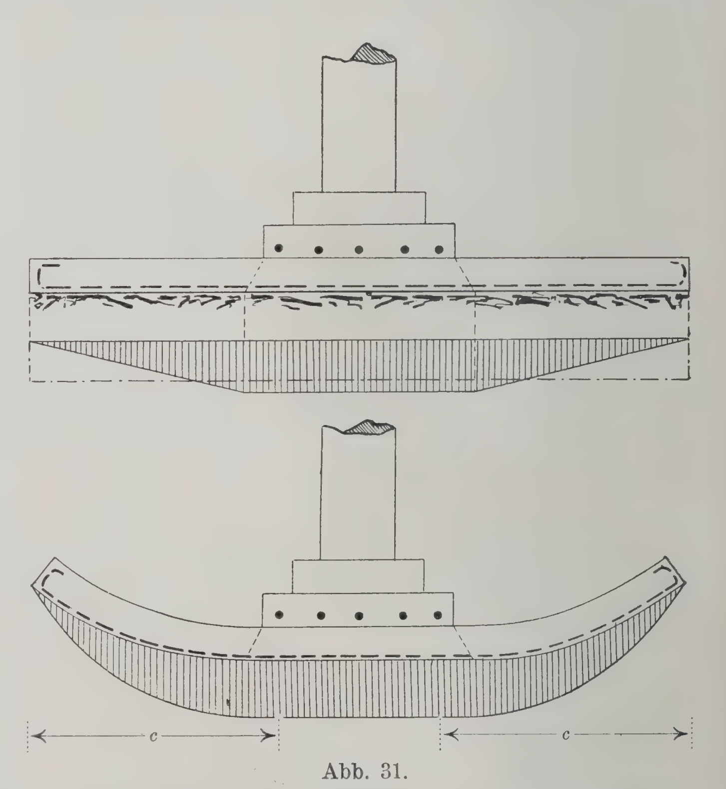


Abb. 31.
Druckverteilung unter weitausladender Eisenbetonplatte.

wenn auch die Rechnung eine Bodenpressung ergibt und demgemäß eine Setzung erwarten läßt, wie sie den Tatsachen nicht entspricht. Von diesem Gesichtspunkte aus muß also die unrichtige Rechnung als die sichere empfohlen werden. Der entwerfende Ingenieur sollte sich nur die Mängel derselben vor Augen halten und seinen Entwurf nach beiden Richtungen hin überprüfen. Über die Berechnung der Konsolen sei hierzu auf das Kapitel über Kragbauten verwiesen. Es sei bemerkt, daß es sich keinesfalls empfiehlt, nur jenen Teil als ausladend anzusehen, der in der Abb. 31 außerhalb der direkten Druckfortpflanzung gezeichnet ist, daß diese Größe vielmehr über die obere

Kante der Druckplatte — abhängig von deren Steifigkeit — hineingerückt werden sollte, da an dem nächsten Eckpunkt kaum eine steife Auflagerung zu erwarten steht.

Die Berechnung geschieht in derselben Weise, indem man Eisenquerschnitt und nutzbare Höhe aus dem Max.-Moment bestimmt. Es sei nur auf die vermehrte Bedeutung der Berechnung der Haftspannungen aufmerksam gemacht.

Besonders naheliegend, wenn auch häufig unterlassen ist das Umbiegen der Eisen am Konsolenende, entsprechend der am Balken allgemein üblichen Umbiegung am Widerlager (Abb. 31).

Die maximale Querkraft beträgt für die Breiteneinheit

$$V = p\,c = m k n \pi d,$$

wenn man mit c die Ausladung (Abb. 31) und mit p den Bodendruck in kg/cm² bezeichnet, und das Moment

$$M = p\,c^2 = m \sigma_e \frac{n \pi d^2}{4}.$$

Hierin bezeichnet m den Abstand des Zug- vom Druckmittelpunkte, n die Anzahl, d den Durchmesser der Eisen. Dividiert man diese beiden Gleichungen,[1]) so erhält man

$$\frac{\sigma_e}{4\,k}\,d = \frac{c}{2}$$

und für die Eisenzugspannung $\sigma_e = 1000$ und die Haftfestigkeit $k = 4$ kg/cm²:

$$d^{mm} \lesseqqgtr 0{,}8\,c \text{ in Meter,}$$

das heißt, der gewählte Durchmesser d^{mm} muß kleiner sein als $\frac{8}{10}\,c$, die Ausladung in Meter. Es ist dies eine Bedingung, der man nicht immer durch ein genügend kleines d entsprechen kann und auch nicht muß, die uns dann aber zwingt, wenn man nicht mit höheren Haftspannungen rechnen will, entweder von einer Ausnutzung des Eisens abzusehen, oder besondere Vorkehrungen zu treffen, die den Verbund zwischen dem Beton und Eisen sicherstellen und ein Herausziehen und gleichzeitiges Abbrechen der Konsolen zu verhindern geeignet sind. Es geschieht das in der Weise (siehe Kapitel über Konsolen im Hochbau Bd. IV, Teil I, erste Auflage), daß die Eisen am Konsolende umgebogen und in entsprechender Zahl bis zur Säule zurückgeführt werden. Der Zweck der Anordnung ist erreicht, wenn man sich die Eisen nach dem Ort der maximalen Zugspannung herausgezogen denkt und die Vorkehrungen längs der ganzen Lage der Eisen so verteilt sind, daß sie nur die Verschiebung im Beton wirksam verhindern. Dagegen erscheint die gewöhnlich ausgeführte Berechnung auf senkrechte Abscherung überflüssig, da für letztere das vorhandene, für die Biegung hinreichende Eisen mehr als genügt.

Mit der Entscheidung für eine Flachgründung und für gewisse Belastung des Baugrundes geht auf Grund der beschriebenen Vorarbeiten die Annahme einer Aushubgleiche, bis zu welcher man hinabzugehen gedenkt, Hand in Hand, wie dies im vorangehenden Beispiel ausführlich beschrieben wurde. Dabei steht natürlich die Wahl einer abgestuften Form, angepaßt den Terrainverhältnissen oder dem Bauzweck, in der

---

[1]) Siehe Faustregel von Thumb, Beton u. Eisen 1905, Heft II, S. 42.

Hand des Entwerfers. Zwei verschiedene Aushubgleichen haben gewöhnlich verschiedene Setzungsverhältnisse zur Folge, und führen so notwendiger Weise zu verschiedenen Baugrundbelastungen, insbesondere dann, wenn beide einem einheitlichen Bauwerk dienen und im Zusammenhang damit dieselben Setzungen haben sollen.

Man bestimmt sich zunächst die Gesamtlast des Bauwerks und mit Hilfe der zulässigen Belastung jene Fläche, die das Fundament haben muß. Es ist selbstverständlich, daß die auf diesen ungefähren Annahmen sich aufbauenden Abmessungen einer genauen Nachrechnung und dementsprechenden Korrektur bedürfen.

Es erübrigt daher für den entwerfenden Ingenieur die Aufgabe, den Grundriß des aufgehenden Bauwerks in den als notwendig nachgewiesenen Fundamentgrundriß hineinzustellen. Derselbe wird im allgemeinen eine ähnliche, nach allen Seiten hin entsprechend erweiterte Form haben. Dies ist nur dort undurchführbar, wo innerhalb des Gebäudes selbst große Unterschiede in der Höhe oder in der Verwendung vorkommen oder aber der Baugrund große Abweichungen aufweist, die es sogar nötig machen, stellenweise von der Flach- auf die Schwebe- und auf die Tiefgründung überzugehen, oder schließlich, wo Nachbarobjekte störend in diese Austeilung eingreifen.



Abb. 32a. Union-Champenoise in Epernay.

Man wird sonst solche Unterschiede und die damit zusammenhängenden Anordnungen immer zu vermeiden trachten, da man die Tragweite derselben gewöhnlich nicht genau vorausbestimmen kann. Einen häufigen Fall dieser Art, herrührend von einer turmartigen Überhöhung eines Gebäudeteiles, zeigt uns die Abb. 32a, ein von Hennebique erbauter Palast Union-Champenoise in Epernay. Die Abb. 32b zeigt die

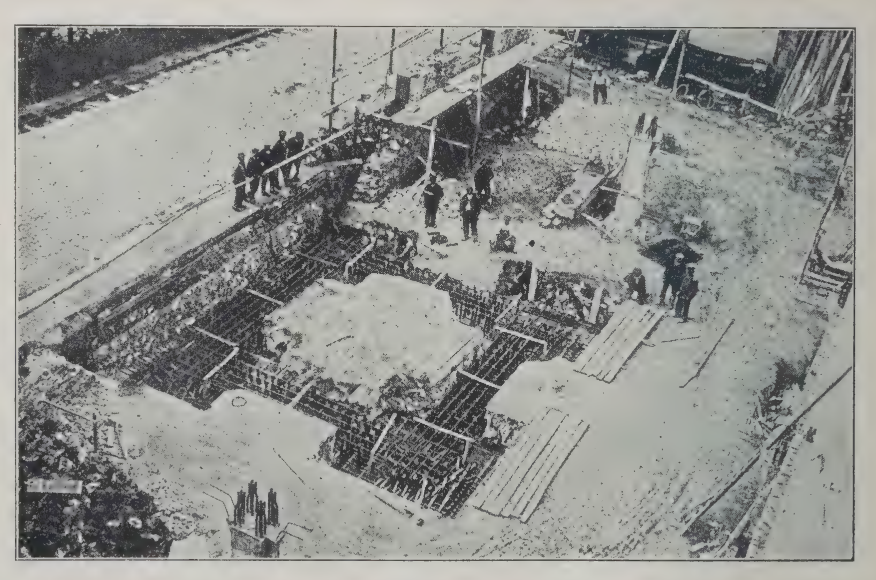


Abb. 32b. Turmfundament in Epernay.

Herstellung der Grundplatte unterhalb des Turmes. Abb. 33 stellt die Fundamente des Postgebäudes in Terneuzen dar als ein Beispiel verschieden abgestufter Fundamente, ausgeführt von den Amsterdamer Zement-Ijzer-Werken. Einzelne Mauern haben dort nur Fundamentabsätze, einige gar keine Verbreiterung, je nach der verschiedenen Belastung, wobei gleichmäßiger Bodendruck von 0,9 kg/cm² ins Auge gefaßt wurde.

Wir können bei diesen Plattenbauten je nach dem Objekt weiter unterscheiden zwischen einzelnen Platten unter kleinen Objekten und bei größeren Objekten zwischen einer gruppenförmigen Anordnung mehrerer Platten unter den Säulen, einer rostförmigen unter den Mauern, und schließlich kann man auch bei großen Objekten bei entsprechender Verbreiterung zu der zuerst erwähnten gemeinsamen Platte gelangen. Wir wollen diese vier Unterteilungen einer durch Beispiele belegten Besprechung unterziehen.

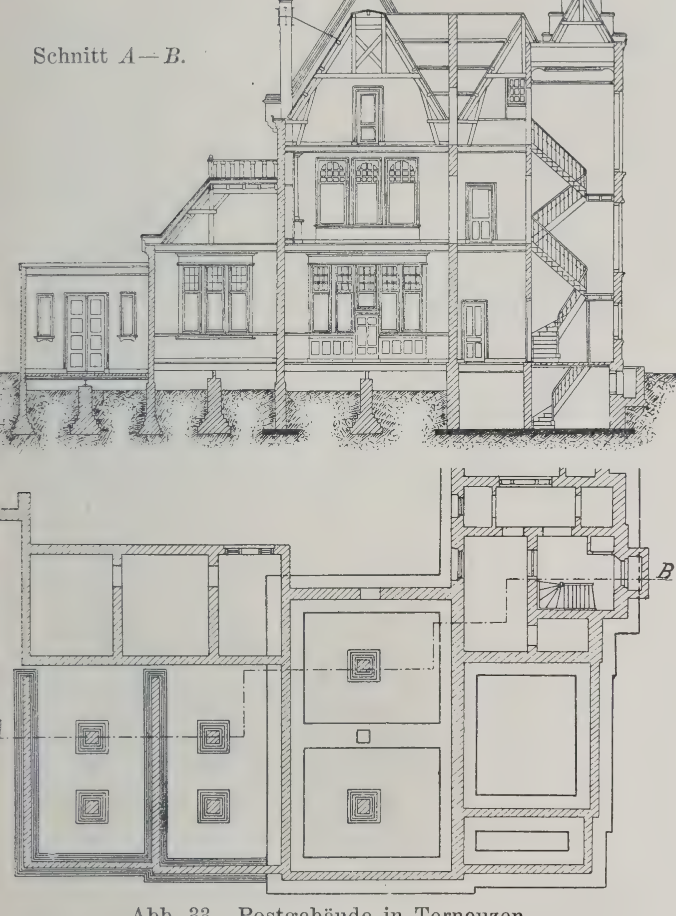


Abb. 33. Postgebäude in Terneuzen.

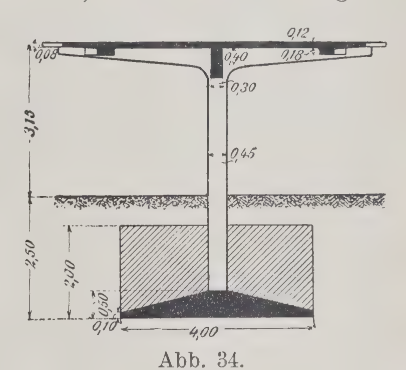


Abb. 34.
Ausstellungsobjekt von Hennebique.

Einzelne Platten.

Bei massiven Fundamenten genügt die Bestimmung der Mittelkraft und der damit zusammenhängenden Drucklinie, aus der sich dann die Randspannungen ableiten lassen. Es ist allgemein üblich, die Lage der Grundplatten als unveränderlich anzunehmen, obwohl es zweifellos ist, daß verschieden hohe Druckspannungen verschieden große Zusammenpressungen ergeben, daß man also auch hier den Fehler begeht, zu dessen Kennzeichnung die Abb. 34 eingefügt wurde.[1]) Aus diesem geht aber hervor, daß sich aus einer exzentrischen Belastung eine Verdrehung ergeben muß, die wiederum eine Änderung der Spannungsverteilung zur Folge hat. Nur unsere mangelhafte Kenntnis solcher Vorgänge und die damit zusammenhängende Unmöglichkeit, der Wirklichkeit durch ent-

[1]) Siehe hierüber die von Melan angegebene Rechnung in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1897.

sprechende Annahmen näher zu kommen, führt dazu, daß wir uns mit der Annahme der Unbeweglichkeit der Auflager begnügen. Es sei an dieser Stelle auf die Rechnungen verwiesen, die sich in der 2. Auflage dieses Bandes bei Besprechung der Fundamentplatten der Leitungsmaste vorfinden werden. Den prinzipiellen Fall stellt die Abb. 34 dar — ein Ausstellungsobjekt von Hennebique —, der sich in ähnlicher Weise bei Kaminen, einstieligen Bahndächern u. a. wiederholt. Es sei hier nur noch ein Versuch angeführt (Abb. 35), den die Zementbau-A.-G. Hannover mit einer ein-

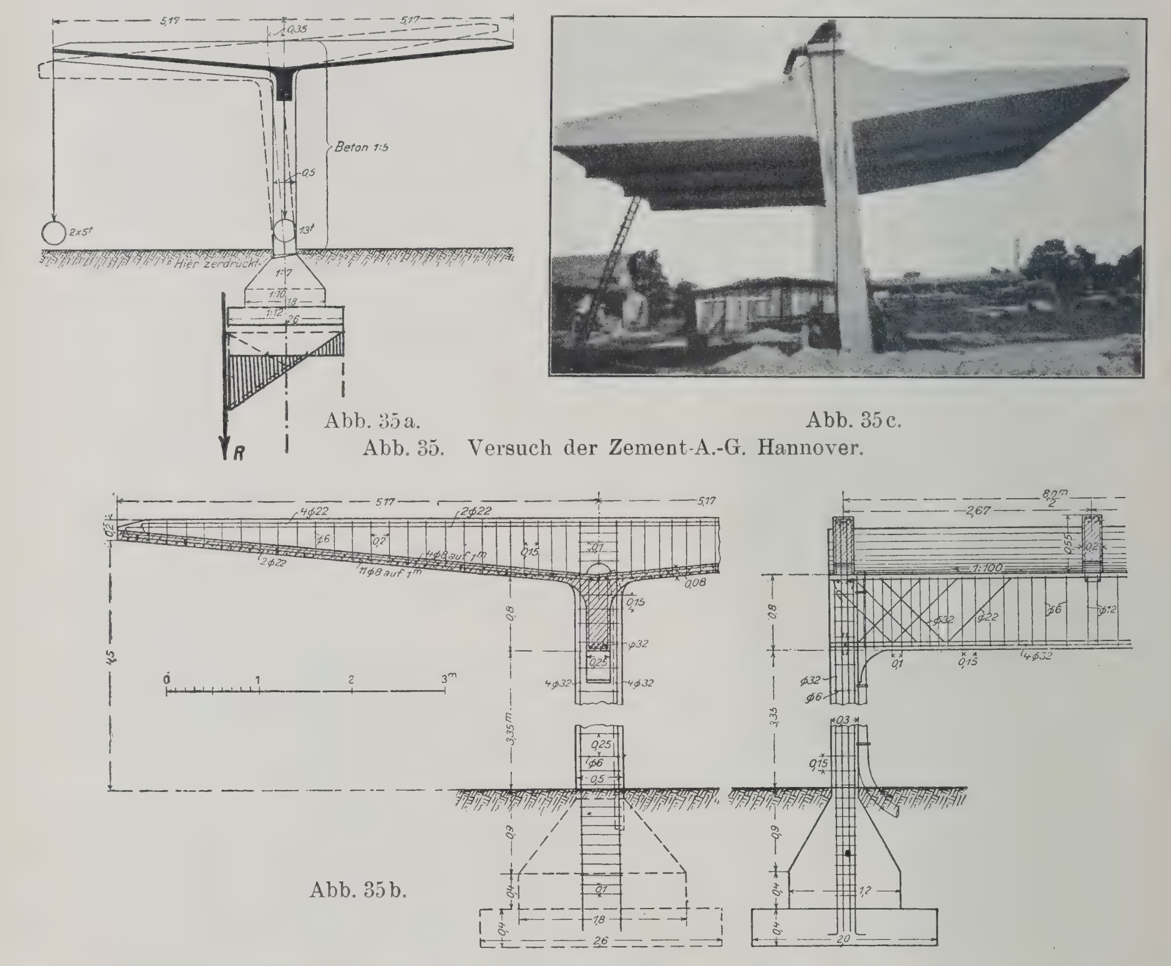


Abb. 35 a. Abb. 35 c.

Abb. 35. Versuch der Zement-A.-G. Hannover.

Abb. 35 b.

stieligen Bahnsteighalle durchgeführt hat.[1]) Die Resultierende wirkt, wie aus Abb. 35a ersichtlich, auf eine Platte von 2,60 m Breite in einem Abstande von 1,38 m von der Mitte, also etwas außerhalb des Randes der Platte. Durch diese Anordnung ist etwa $^1/_3$ der Grundplatte unbelastet, während der Druck bei dem Rest der Platte nahezu auf das Fünffache des mittleren Wertes ansteigt. Die Verdrehung, die sich hieraus ergibt und die in Abb. 35c ersichtlich ist, ist solange in erster Linie auf die ungleichmäßige Zusammendrückung des Bodens zurückzuführen, als der Ständer sich unversehrt erhält, d. h. die zulässigen Inanspruchnahmen nicht überschritten wurden.

Ein unter diesen Voraussetzungen selbst stark schief gestellter Turm aus Eisenbeton bietet keine Gefahr, und es ist sehr wohl möglich, auf der Platte wie in Abb. 34 ein die

[1]) Deutsche Bauztg. 1909, Zementbeilage Nr. 10, S. 42.

Einspannung sicherstellendes Gewicht aufzubringen durch ein entsprechendes Tieferlegen der Fundamentplatte und die sich hierdurch ergebende Belastung. Die Wirkung dieser Last ist in Abb. 35a durch die strichlierte Linie angedeutet, wodurch die Zugspannungen verschwinden.

Schon in diesem Falle wird die exzentrische Last durch die ungleichmäßige Zusammendrückung des Bodens vermehrt, und kommt die Verdrehung erst dann zum Stillstand, wenn ein der eingezeichneten Spannungsverteilung ähnlicher Gegendruck unter dem Auflager hervorgerufen wird. Es sei auf den weiter unten besprochenen Fall verwiesen, wo Jacoby[1]) dieselbe Sachlage bei einer Unterstützung mit Pfählen behandelt.

Während aber bei einzelnen Bauwerken die Lagenänderung der Fundamentplatte keinen oder keinen nennenswerten Einfluß auf die inneren Spannungsverhältnisse des Bauwerks selbst hat, ist dies bei Widerlagern von Bogenbrücken schon deshalb nicht der Fall, weil nicht nur die Größe, sondern auch die Lage der Reaktion für den Verlauf der Drucklinie bestimmend ist. Für alle Fälle ist zu untersuchen, ob die durch die ungleichmäßige Zusammendrückung verursachte Verdrehung zu einer wesentlichen Erhöhung der Randspannungen führt.

Die Praxis ist nunmehr auch an die Bewehrung umfangreicher Mauerwerksmassen herangetreten, wie sie Bogenwiderlager und andere große Fundamentblöcke, z. B. bei Monumenten, erfordern. Es geschah dies gewöhnlich durch Umgestaltung dieser Massen zu Hohlkörpern, in die man nachträglich das hierzu nötige Gewicht als Füllbeton eingebracht hat. Als ein Beispiel dieser Art sei auf die Widerlager und Pfeiler der verschiedenen Bogenbrücken von Hennebique, in Chateaulerault, Baden und anderswo hingewiesen (siehe hierüber unter δ Hohlkörpergründungen sowie Bd. III/1, S. 161, Abb. 95 u. 96 und Bd. III/3, S. 158 u. 163 der ersten Auflage).

Während diese Lösung widerspruchslos hingenommen wurde, konnte Verfasser überall dort, wo man versuchte, Bewehrungen in einem einheitlichen Betonblock anzubringen, den verschiedenartigsten Bedenken begegnen, die sich auf die Monolität des Betonblocks beziehen. Dieselben entstanden hauptsächlich dadurch, daß man in solch einem Falle ge-

Abb. 36. Widerlager einer Melanbrücke in Newark.

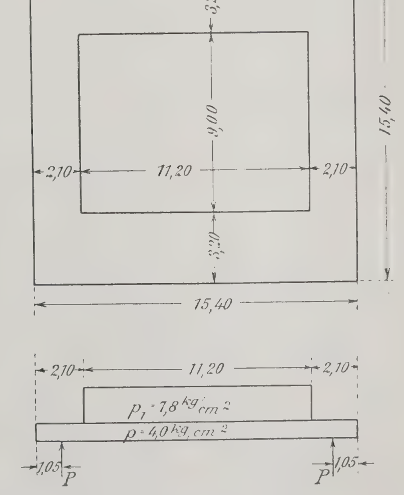


Abb. 37b. Plan des rechten Widerlagers.

zwungen war, sowohl bei der Herstellung wie bei der Rechnung den Block in mehrere Lagen zu zerlegen, was zu naheliegenden Befürchtungen Anlaß gab. Es war schwer, gegen diese Befürchtungen anzukämpfen, solange man nicht auf mehrfache

[1]) Österr. Wochenschrift f. d. ö. B. 1909, S. 340.

tadellose Ausführungen hinweisen konnte. Dieselben liegen nunmehr vor, und es seien hier zwei Beispiele angeführt, und auf die Versuche von Moiseff[1]) mit durch Nägel bewehrte Betonblöcke verwiesen.

Zunächst soll die Abb. 36 einen älteren Bau dieser Art einer Melanbrücke in Newark darstellen, wie er noch in meinem New-Yorker Bureau 1896 entworfen wurde. In diesem Falle ist die Bewehrung des Bogens in das Widerlager hinein fortgesetzt.

Eine andere Lösung zeigt die Fundierung der Isonzobrücke von Salcano auf einem Bogen von 85 m Spannweite (Abb. 37 bis 41). Dieselbe ist typisch für eine ganze Reihe von Bogenbrücken, die von Oberbaurat Zuffer längs der neuen Tauernbahn

Abb. 37b. Querschnitte durch die Platten.

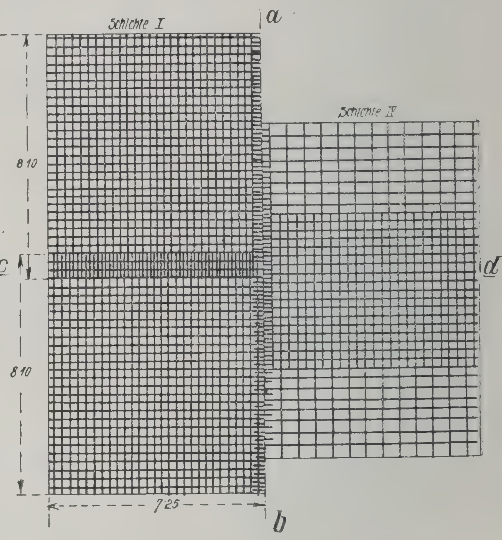


Abb. 37d. Oberes und unteres Trägernetz.

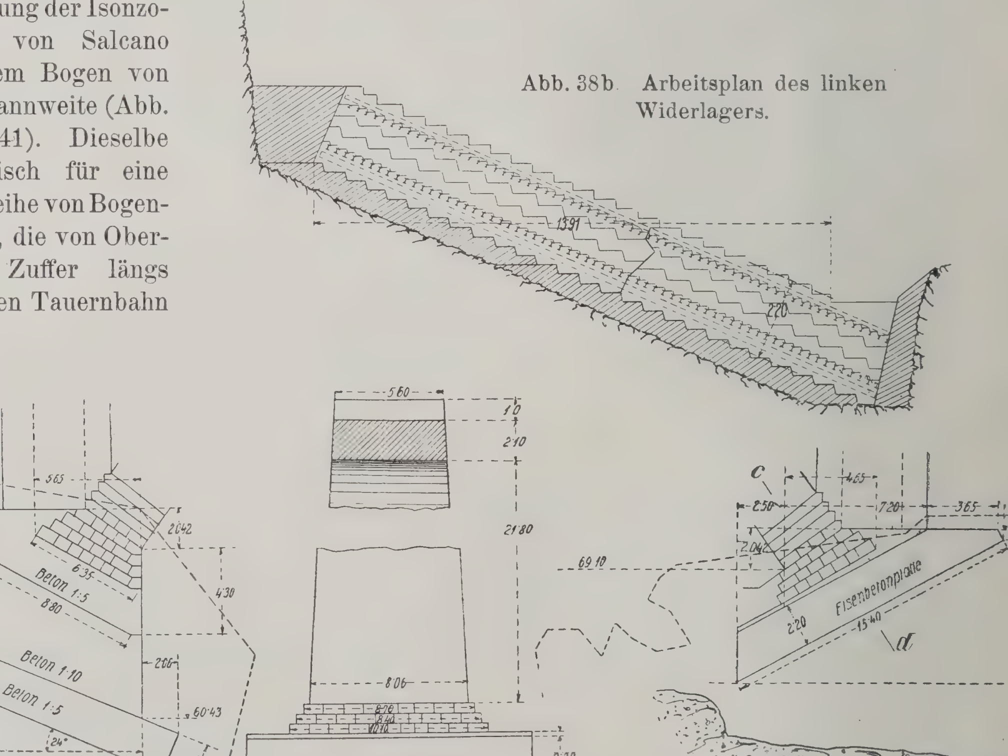


Abb. 38a. Linkes Widerlager. Abb. 39. Querschnitt. Abb. 37a. Rechtes Widerlager.

Abb. 37 bis einschließlich Abb. 43 Bogenbrücke über den Isonzo bei Salcano.

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft XV, S. 364.

gebaut worden sind. Hierbei ist der tragende Bogen aus Steinquadern, und setzt sich der Druck durch Betonquadern ohne Gelenke in die Fundamentplatte fort.



Abb. 40. Linkes Widerlager während der Ausführung.

Auf die Platte wirkt ein Kämpferdruck von 9428 t. Es liegt auf der Hand, daß bei einer solchen massiven Riesenbrücke die mobile Last so gut wie ohne Einfluß auf die Richtung dieses Kämpferdrucks bleibt. Ich kann nur mit Befriedigung hervorheben, daß man nicht versucht hat, auch hier den Horizontalschub, herrührend von übertriebenen Temperaturschwankungen, in die Rechnung einzuführen.

Auf den Boden wurde ein zulässiger Druck von 4 kg/cm² berechnet, entsprechend $1540^2 \cdot 4 = 9428000$ kg mit der in Abb. 37b dargestellten Anordnung der rechten Fundamentplatte, die auch die schematische Lastverteilung zeigt. Die Abb. 37c zeigt die Schnitte durch die Platte in der Richtung der Achsen. Abb. 37d zeigt die beiden Trägernetze im rechten Widerlager. Die Druckverteilung parallel zur Flußachse bei einer Ausladung von 2,10 m beträgt $P = 210 \cdot 100 \cdot 4 = 84000$ kg für 1 lfd. m. Demgemäß $M = 84000 \cdot 105 = 8820000$ kgcm. Es ist



Abb. 41. Linkes Widerlager.

[1] Bezüglich des weiteren über die Druckverteilung bei gebrochenen Widerlagflächen siehe die Kontroverse Spitzer-Melan in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1897, S. 96, 129 u. 198 sowie Heft VIII der österr. Wochenschr. f. d. öff. B. 1896.

dort $F_e = 4 \cdot 16 = 64$ cm² oder $f_e = 0{,}64$. Die Lage der neutralen Achse bestimmt sich aus

$$x = 15 f_e - \sqrt{15 f_e (2h + 15 f_e)} = 46 \text{ cm} \quad \text{und}$$

$$W = F_e m = F_e \left(a - \frac{x}{3}\right) = 64 \cdot (168 - 1{,}53) = 9673 \text{ cm}^3$$

und daher $\sigma_e = \frac{8\,820\,000}{9673} = 965 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_e\, x}{15\,(a - x)} = 24{,}2 \text{ kg/cm}^2$

bei mangelnder Zugwirkung des Betons.

Abb. 38b zeigt den Arbeitsvorgang, aus den Abb. 40 bis 41 ist die Herstellung selbst ersichtlich, die in einer ganzen Reihe von Lagen mit stufenförmigen Absätzen und bei dem rechten Widerlager in zwei großen Unterteilungen geschah.[1]) Abb. 42 u. 43 sind Bilder eines fertigen Widerlagers.

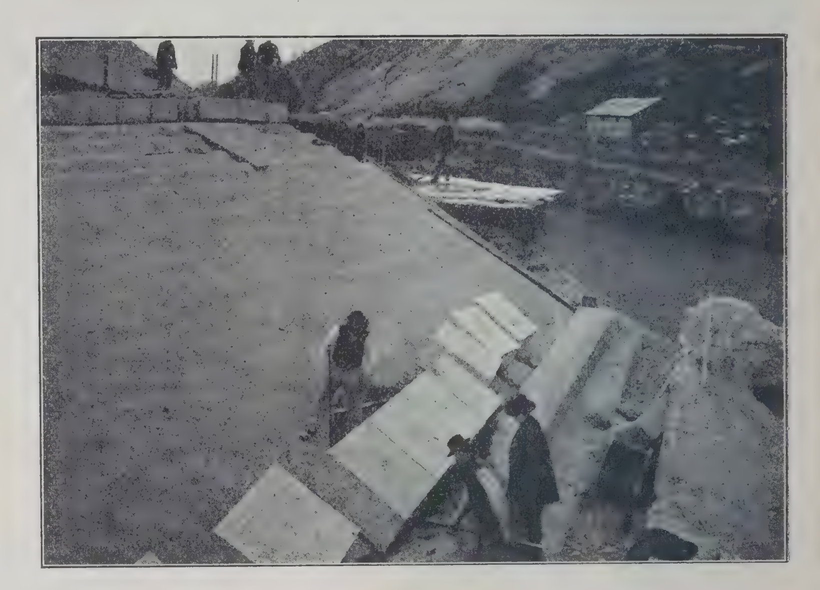


Abb. 42. Verlegen der ersten Druckverteilungsquadern, rechtes Widerlager.

Eins der frühesten Beispiele dieser Art bei Balkenbrücken ist die Abb. 44, welche die Fundierungsmethode bei den Brücken der Südbahngesellschaft[2]) im Laibacher Moor darstellt. Herr Inspektor Gürke gibt hierüber folgende Beschreibung:

„Die Fundierung der drei neuen Pfeiler mußte abweichend von den üblichen Fundierungsweisen erfolgen, da die bedeutende Tiefe der festen Schicht und im Falle von Preßluftgründung die schädlichen Moorgase ein unüberwindliches Hindernis bildeten. Das Funda-



Abb. 43. Rechtes Widerlager fertig.

[1]) Siehe auch Nowak, „Der Eisenbeton bei den neuen österr. Bahnlinien". Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin.
[2]) Zeitschr. d. Ing.- u. Arch.-Ver. 1901, Nr. 52.

ment der Widerlager wurde daher aus einer 2 m starken, biegungsfesten Betonplatte von 84 m² Fläche hergestellt, so daß die Bodenpressung nur 1,8 kg/cm² beträgt.

Die aus Stampfbeton (1 : 8) hergestellte Platte umschließt ein aus einem eisernen Gitterwerk bestehendes Gerippe. Der Aufbau der Widerlager, welche Sparöffnungen haben, ist ebenfalls aus Stampfbeton (1:6) hergestellt. Der eiserne Überbau besteht aus Parallelträgern mit durchaus steifen Konstruktionsgliedern. Bei den Lagern sind statt der sonst üblichen Bolzen Kugellager — ähnlich jenen, wie sie bei Pendelpfeilern vielfach verwendet werden — zur Ausführung gelangt. Auch sind die Lager so konstruiert, daß eine Regulierung der Höhenlage der Auflagerpunkte jederzeit mit den einfachsten Mitteln erfolgen und so bei etwaigen Pfeilersetzungen ein ungleichmäßiges Auflagern leicht korrigiert werden kann. Der Berechnung wurde die um 20 vH. vergrößerte Verordnungslast zugrunde gelegt. Es gibt uns eine derartige Anordnung die volle Sicherheit, daß der ganze Mauerwerksklotz als ein einziger Monolith angesehen werden kann, während sonst das gewöhnliche Mauerwerk schon durch Setzungen und Belastungen während des Baues zerstört sein kann, ehe noch die volle Last daraufkommt. Es ist daher eine, wenn auch geringfügige Bewehrung die beste Sicherheit für den Bestand jedes Fundaments und des darüber befindlichen Bauwerks."

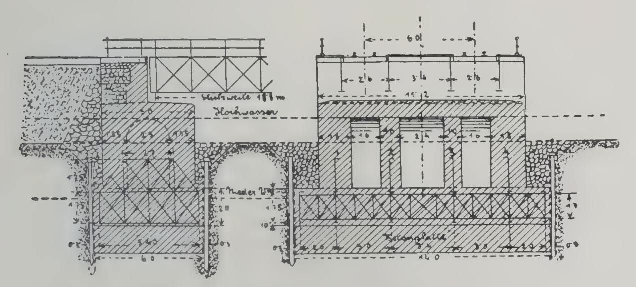


Abb. 44. Brücke im Laibacher Moor.

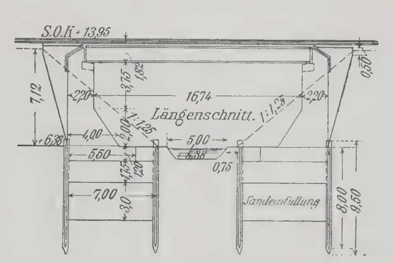


Abb. 45. Fundament der Brücke über die Nemitz.

Im Anschlusse hieran sei das Fundament einer modernen Balkenbrücke dargestellt, die von der Firma C. Brandt in Düsseldorf über die Nemitz ausgeführt wurde (Abb. 45). Die Brücke steht in einem Moor und wurde gewachsener Boden in einer Tiefe von 6 m erreicht. Es wurde also eine 3 m hohe Sandfüllung und auf dieser eine 1,75 m hohe Betonschüttung zwischen Spundwänden hergestellt; erst darauf kam dann eine 1,20 m hohe Betonplatte, deren Einzelheiten die Abb. 46a u. b darstellen. Trotz dieser gewiß weitgehenden großen Vorsichtsmaßregeln wurde gegenüber einer Tiefgründung eine wesentliche Ersparnis erzielt.

Um schließlich auch ein Beispiel eines Fundaments bei einem Monument zu geben, sei als ein hervorragendes Beispiel dieser Art auf das Unabhängigkeitsdenkmal in der Stadt Mexiko verwiesen. Dieses besteht im Wesen aus einer etwa 40 m hohen Säule. Um die Tragfähigkeit derselben sicherzustellen, ohne mit den erst in 240 m Tiefe befindlichen Felsen zu rechnen, mußte zunächst an eine Ausgleichung in der Widerstandsfähigkeit des Bodens geschritten werden, der stellenweise so zähe war, daß man kaum einen Pfahl eintreiben konnte, während er an anderen Stellen fast von selbst versank. Zu diesem Zwecke wurden zunächst Pfähle zur Verdichtung eingetrieben, dann eine Platte hergestellt, die mit drei Lagen Eisen mit einem Gesamtgewicht von 400 t bewehrt war. Auf derselben steht das Fundament, das am Fuße einen Durchmesser von etwa 30 m aufweist.

Ihre logische Fortsetzung erfährt diese Abhandlung in der Darstellung von Platten unter ganzen Gebäuden, während wir zunächst die teilweise Unterstützung derselben besprechen wollen.

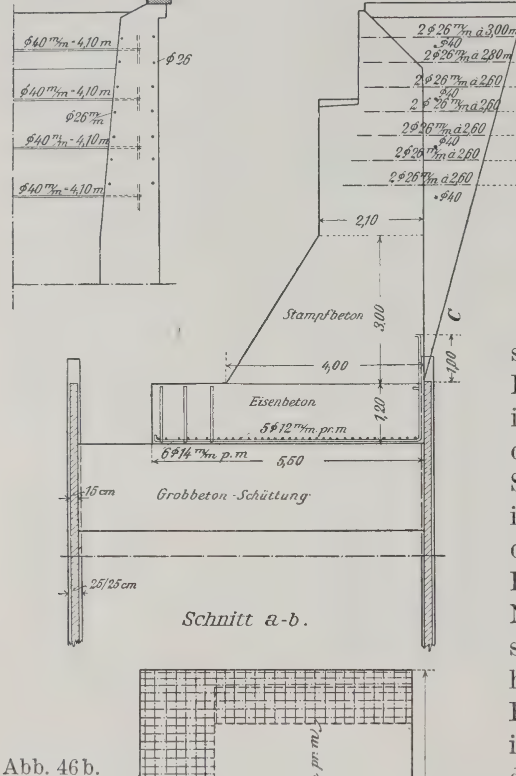


Abb. 46b. Fundamente der Brücke über die Nemitz.

Gruppenplatten.

Dieselben finden Anwendung bei Bauten, die ganz oder doch größtenteils auf Säulen ruhen, wie dies im Eisen- und Eisenbetonbau allgemein üblich ist. Das Fehlen einer Verbindung untereinander, welches die vorstehend beschriebene Form von dem in der Folge beschriebenen Plattenrost unterscheidet, ist kaum als ein Nachteil zu bezeichnen, da es ermöglicht, daß die unvermeidlichen Setzungsunterschiede auftreten, ohne Sprünge in Rost oder Platte zu erzeugen. Diese Anordnung ist dann am Platze, wenn man diesen Kräften freies Spiel lassen kann und will. Natürlich wird diese Anordnung, weil weniger steif, die Bewegungen stärker in das Gebäude hineintragen. Man wird sich also dort dieser Form mit Vorteil bedienen, wo keine Steifheit in diesem Sinne nötig ist oder das Gebäude diese Unterschiede aufnehmen kann. Zwischen beiden Formen gibt es übrigens eine Reihe von Übergängen, je nach Art, Form und Anordnung der Verbindung. Eine häufige Anordnung besteht darin, daß die Umfassungsmauern auf einer Rostplatte, die Innensäulen auf Gruppenplatten angeordnet sind.

Die Bewehrung solcher Säulenplatten kann in zweierlei Weise geschehen. Entweder durch eine Anordnung der Eisen nach zwei Hauptrichtungen oder durch eine mehr radiale Anordnung, die vier Hauptrichtungen und mehr berücksichtigt. Die erste ist wegen der Rechteckform der Räume die allgemeinere und soll in der Folge ausführlich behandelt werden. Die Anordnung der Bewehrungen zeigt jedoch häufig das Bestreben, auch der letzteren Form wenigstens teilweise gerecht zu werden.

Den Versuch einer rein radialen, nach allen Richtungen gleich starken Bewehrung hat erst kürzlich systematisch und bei mehreren Ausführungen Herr C. A. P. Turner, Minneapolis in Angriff genommen. Der Hinweis auf die Abb. 47a u. b genügt, um das System zu kennzeichnen. Bei Auflagerung von Zwischendecken wird dann diese regenschirmartige Anordnung nach oben zu wiederholt, wo dann die Vouten nicht nur nach zwei, sondern nach allen Richtungen ausgebildet sind, und die daher von ihrem Erfinder den geschmackvollen Namen Pilzlingdecke bekommen hat. Die Fundamente

sind dementsprechend wie vom Wind umgekehrte Regenschirme ausgebildet. Abb. 47a zeigt uns die Auflagerung einer Säule und Abb. 47b ein ganzes auf diese Weise bewehrtes Deckenfeld. Um die Übergänge zu kennzeichnen, die von dieser rein idealen Form zu den allgemein üblichen Bewehrungen von Säulenfüßen führen, dienen die Abb. 48a, 49 und 50. Die Rechnung begnügt sich immer damit, die Widerstandsfähigkeit der Platte nach den beiden Hauptachsen, entsprechend den Richtungen der Haupt- und Querträger, nachzuweisen. Es wird hierbei je eine Konsole in der Breite der Säule in Rechnung gezogen, und die sich ergebenden Zwickel in den Ecken werden

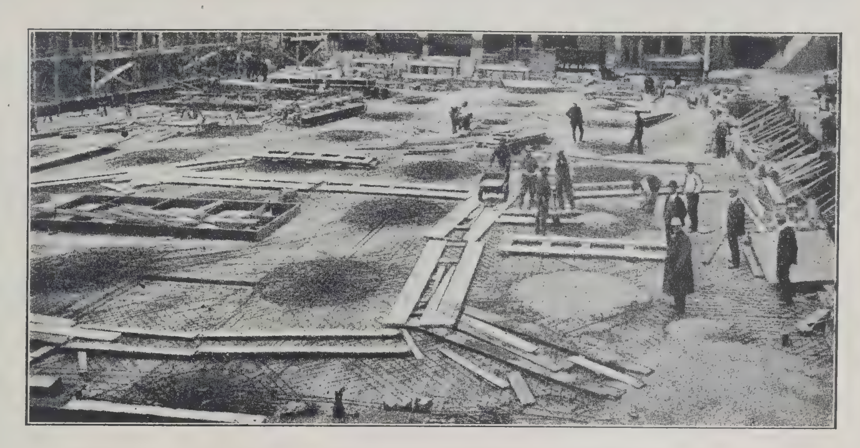


Abb. 47b. Platte nach dem Pilzling-System.



Abb. 47a.
…ulenfuß nach dem Pilzling-System.

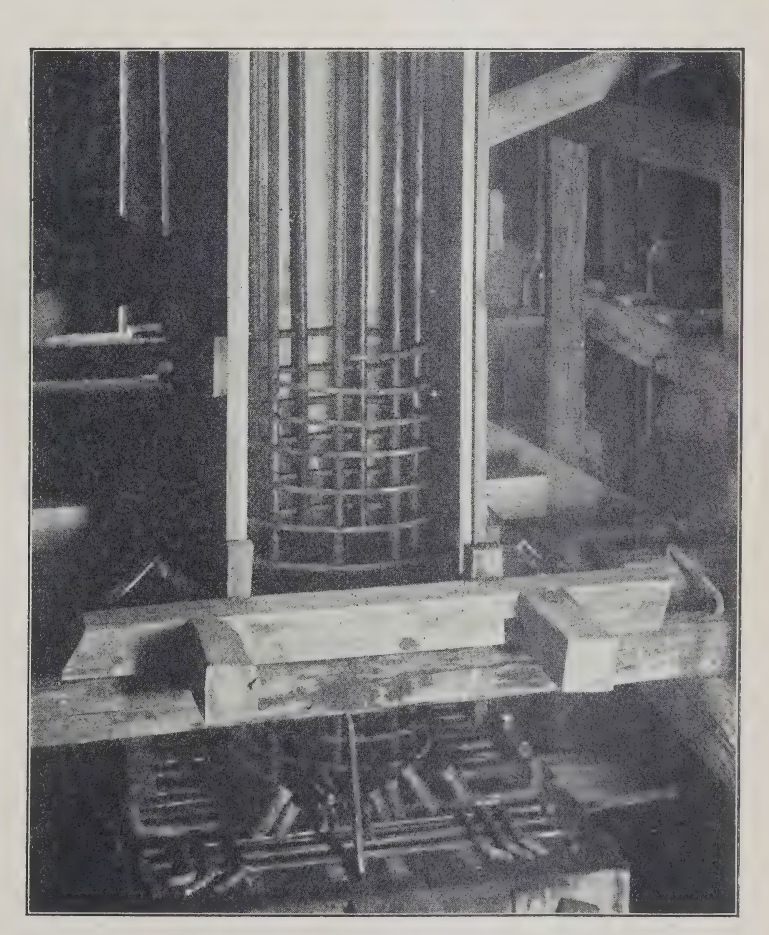


Abb. 48b.
Säulenfuß einer umschnürten Säule.

vernachlässigt. Dadurch ergibt sich eine hinreichende Stärke nach allen übrigen, also auch in diagonaler Richtung, und dienen die übrigen Eisen eigentlich nur der Sicherstellung des einheitlichen Zusammenwirkens der ganzen Platte. Bezüglich einer genauen

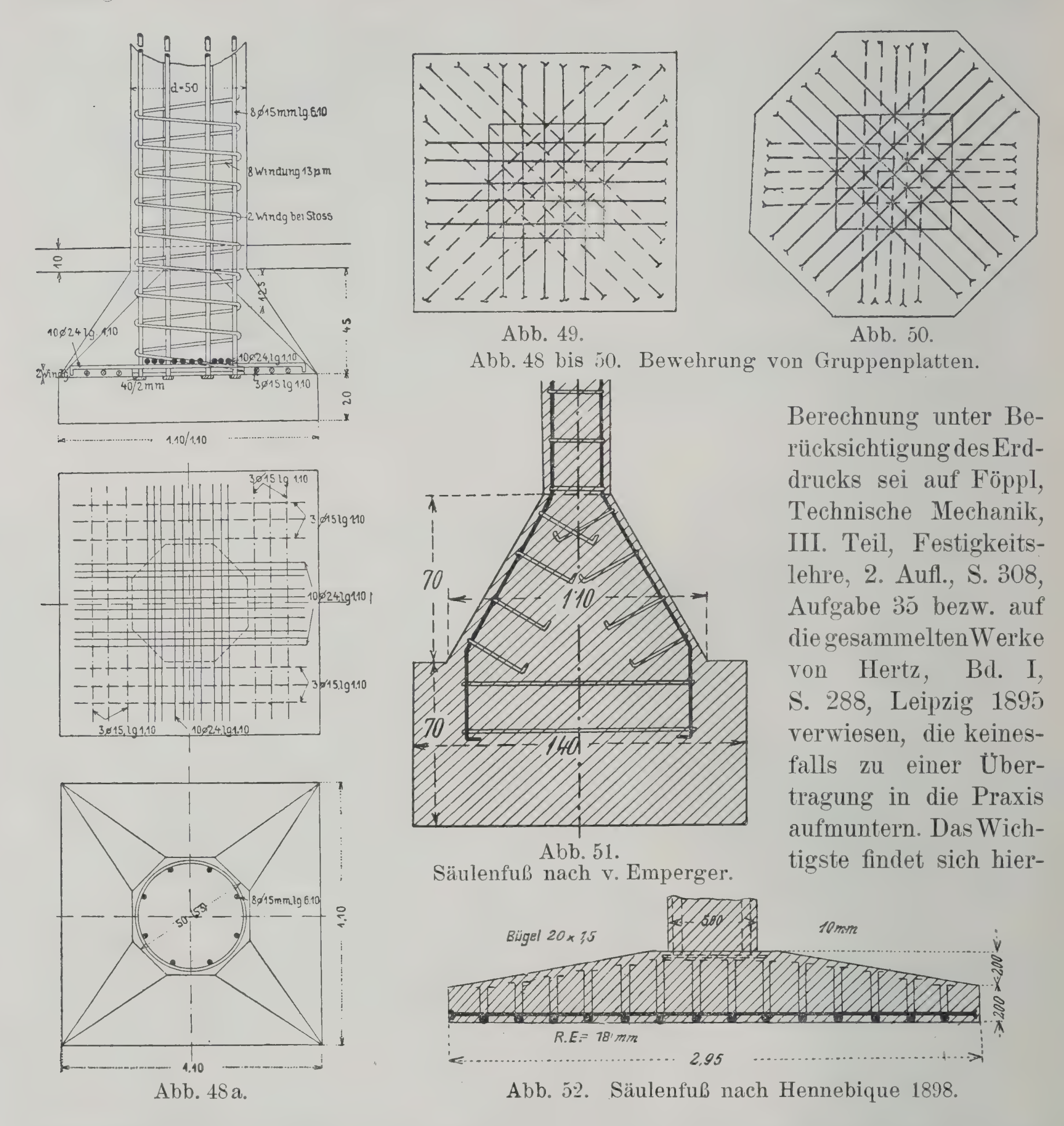


Abb. 49. Abb. 50.

Abb. 48 bis 50. Bewehrung von Gruppenplatten.

Abb. 51. Säulenfuß nach v. Emperger.

Abb. 48a.

Abb. 52. Säulenfuß nach Hennebique 1898.

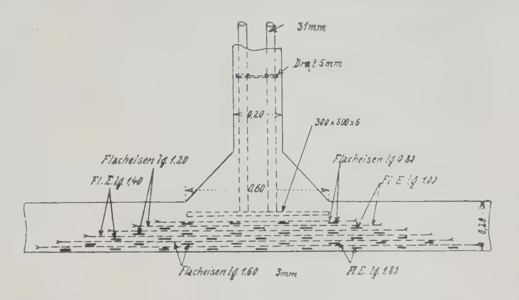
Berechnung unter Berücksichtigung des Erddrucks sei auf Föppl, Technische Mechanik, III. Teil, Festigkeitslehre, 2. Aufl., S. 308, Aufgabe 35 bezw. auf die gesammelten Werke von Hertz, Bd. I, S. 288, Leipzig 1895 verwiesen, die keinesfalls zu einer Übertragung in die Praxis aufmuntern. Das Wichtigste findet sich hierüber weiter unten auf Seite 80 angeführt vor. Einfachere brauchbare Formeln ließen sich für die Säulenfüße nur an der Hand von Versuchen aufstellen.

Die empfehlenswerte Achteckform (Abb. 50) hat in der Praxis nicht jene Verbreitung gefunden, die sie verdient. Bei derselben ist die Mitwirkung der ganzen Platte am gleichmäßigsten sichergestellt.

Für alle Fälle sollte aber auf eine statisch richtige Übertragung des Fundamentdrucks auf die Säulen Bedacht genommen werden. Diese Anordnung stellt häufig den schwächsten Punkt einer Konstruktion dar. In diesem Sinne ist die Anordnung Pohlmanns besonders hervorzuheben, nach welcher die Verbindung am Stoß zweier Säulen und am Säulenfuß nicht durch die üblichen Rohrstücke als Hülsen, sondern durch ein

stulpenartiges Überschieben geschieht. (Siehe Bd. IV, 2. Teil, 2. Lief., erste Aufl., S. 516, Abb. 24 und S. 583, Abb. 157.) Aus diesem Grunde werden die aus meinem Bureau hervorgegangenen Säulenfüße gewöhnlich nach dem in Abb. 51 dargestellten Typ entworfen.

Die Abb. 52 u. 53 zeigen die Form der Säulenfüße, wie sie Hennebique bei seinen ersten Arbeiten verwendet hat. Abb. 51 ist der Mühle in Lisle entnommen (1898) und trägt 130 t mit 1,5 kg/cm² Bodendruck. Abb. 52 zeigt eine Anordnung mit Hilfe von Flacheisen, die in einen Reservoirboden in Seraing eingefügt wurde, um den Säulendruck mit Rücksicht auf den nicht bewehrten Teil des Bodens so zu übertragen, daß keine Sprünge entstehen. Aeltere Formen zeigen auch die späteren Abb. 115a u. b. Die erwähnte Abb. 48a rührt von der Druckerei Rohrer[1]) in Brünn her, entsprechend der Ausführung von Ed. Ast u. Co. In derselben sind behufs Druckverteilung eine 20 cm starke Schicht Unterbeton und besondere Plättchen unter den Säuleneisen angeordnet.



Um diese Anordnung jener in Abb. 47a entgegenstellen zu können, ist in Abb. 48b das Bild eines zum Betonieren fertigen Säulenfußes gegeben, bei welchem die untere Platte bereits fertiggestellt worden ist. Abb. 54 endlich stellt eine Säule in der Art der in Abb. 53 dargestellten Form und deren Flacheiseneinlage am Säulenfuß dar.

Um eine gleichmäßige Verteilung des Fundamentdrucks auf die Unterlage zu erzielen, ist es wichtig, daß die Resultierende bei Platten jeder Größe durch deren Schwerpunkt geht. Dieser Bedingung kann bei symmetrisch belasteten Platten in einfacher Weise entsprochen werden.[2]) Anders gestaltet sich die Frage bei Eck- oder Randsäulen, und zwar schon deshalb, weil bei einem Monolith die genaue Lage der Lasten nicht zu bestimmen ist und nur ungefähr angenommen werden kann.

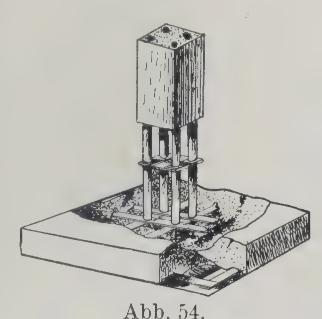


Abb. 54.
Säule mit Flacheisenbügeln.

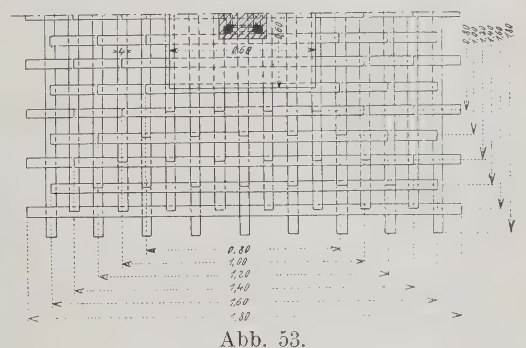


Abb. 53.
Säulenfuß in dem Reservoirboden aus Beton.

Dort, wo es möglich ist, den Nachbargrund irgendwie in solchen schwierigen Fällen, insbesondere bei Straßen unter Benutzung des Bürgersteigs, heranzuziehen, wird man dies nicht unterlassen und exzentrische Anordnungen vermeiden. Es ist auch durchführbar, die Säule, soweit die zentrische Anordnung der Fundamentplatte es nötig macht, von der Eigentumsgrenze abzurücken und die Feuermauer auf einen Konsolträger zu stellen, der in jedem Stockwerk (bezw. auch schon im Keller als Konsole der Grundplatte) angeordnet sein kann. Man sollte in solchen Fällen den Bau gemeinsamer Tragsäulen mit dem Nachbar in Erwägung ziehen und als beste, wenn auch selten durchführbare Lösung anstreben (siehe hierzu IV. Bd., 1. Teil, erste Auflage, S. 301).

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft 1, S. 9.

[2]) Ein Beispiel symmetrischer Belastung durch zwei Säulen gibt Eng. News 1907, 31. Januar: Viadukt in Kansas City.

Exzentrisch belastete Fundamentplatten. Häufig ist es nicht möglich, die Fundamentplatten zentrisch unterhalb der Last anzuordnen.

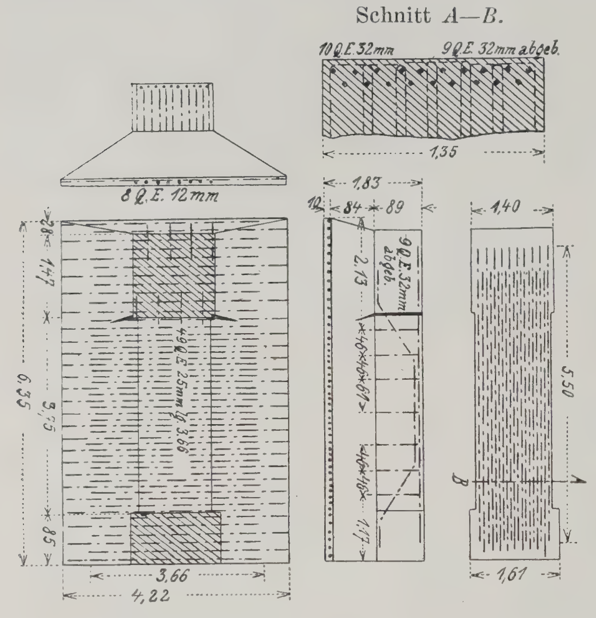


Abb. 55. Randsäule aus dem Ingalls-Gebäude.

Es führt dies zu Lösungen, wie sie die Abb. 55 (Ingalls-Gebäude, Cincinnati) oder Abb. 56 darstellen. Diese zeigen uns eine Kupplung einer inneren und einer äußeren Säule in einer gemeinsamen Fundamentplatte, und zwar Abb. 56 in zwei Bauarten: als Eisenrost, oder aus Eisenbeton, von denen

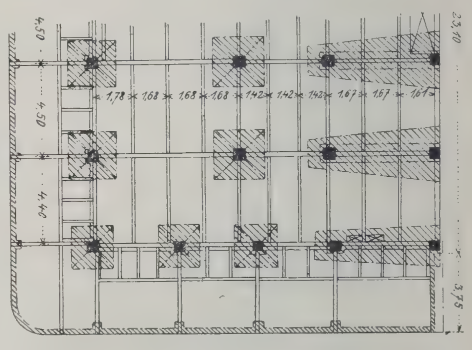


Abb. 57. Hauck-Gebäude in Cincinnati.

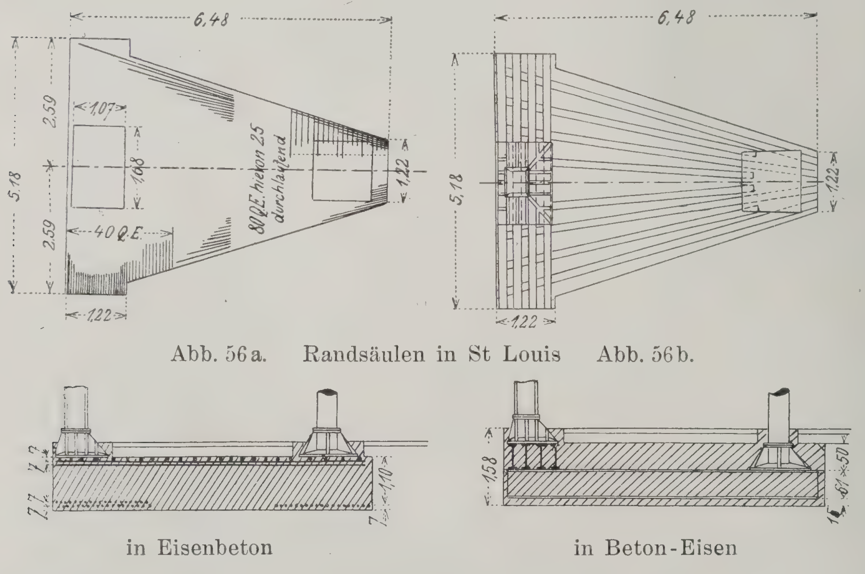


Abb. 56a. Randsäulen in St Louis Abb. 56b.

in Eisenbeton in Beton-Eisen

die letztere beim Norvell-Shapleigh-Gebäude in St. Louis zur Ausführung gelangt ist. Die in Nordamerika üblichen Gründungen in Beton-Eisen geben zu oft recht kühnen Lösungen mit Auslegern Anlaß, auf die wir gelegentlich der Tiefgründungen nochmals zu sprechen kommen werden. Einen vollständigen Grundriß dieser Art zeigt uns die Abb. 57, ein Teil des sechs Stock hohen Hauck-Gebäudes in Cincinnati, Ohio, das ganz in Eisenbeton ausgeführt ist.

Bei Fundamentplatten aus einbetonierten Eisenträgern genießt der Konstrukteur weiten Spielraum. Unter Hinweis auf die ungemein reichhaltige amerikanische Literatur sei hier ein Beispiel[1]) aus einem derartigen Gebäude wiedergegeben. Abb. 58a stellt die Anordnung bei einer Ecksäule dar, Abb. 58b zeigt eine Anordnung, wo mehrere

Säulen behufs gleichmäßiger Verteilung zusammengefaßt wurden; natürlich ist es auch möglich, einzelne Innensäulen auf Konsolen zu stellen und so die nach aufwärts gerichtete Reaktion zur Austeilung zu benutzen.

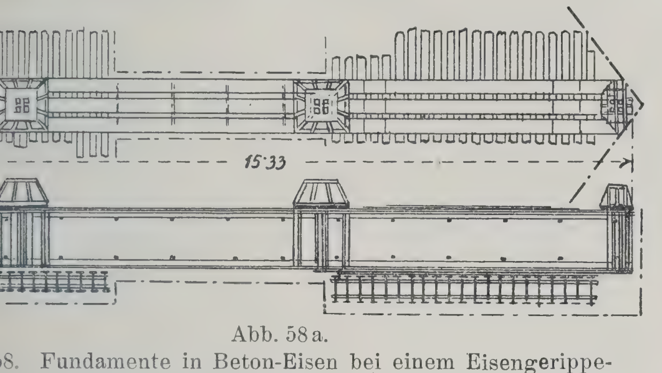


Abb. 58a.

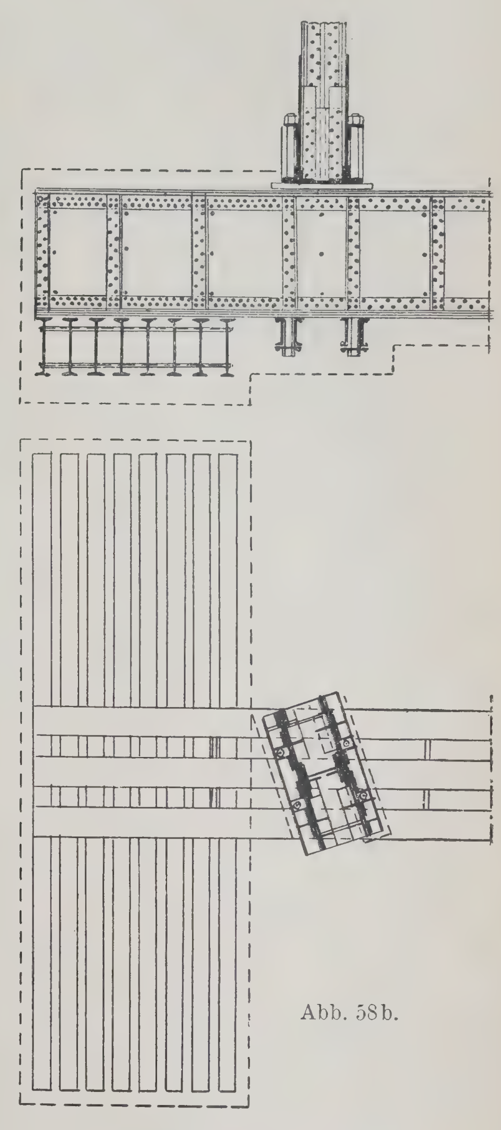
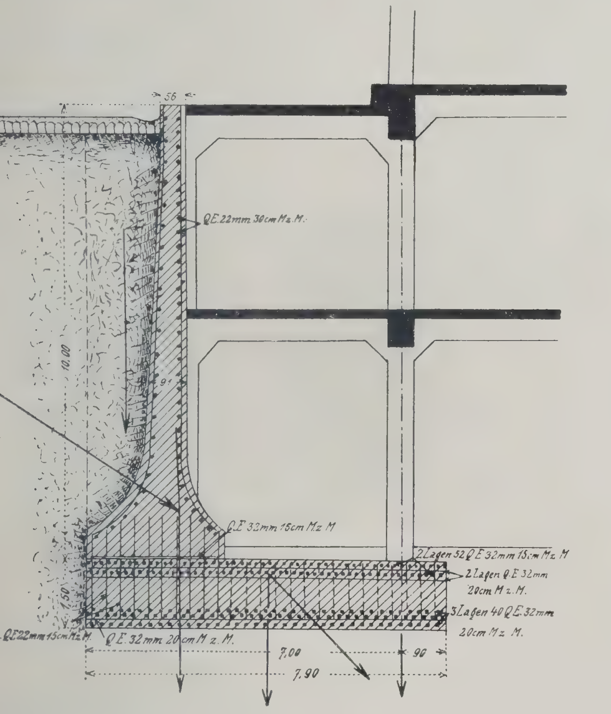


Abb. 58b.

…8. Fundamente in Beton-Eisen bei einem Eisengerippe-Gebäude in New-York.



…59. Fundamentplatte in Verbindung mit Stützmauern.

Eine andere Lösung mit Hilfe einer Stützmauer längs der Außenwand und einer gemeinsamen Grundplatte mit winkelförmigem Grundriß beim Carleton-Gebäude in St. Louis, einem Eckhause, zeigt die Abb. 59, wobei die Konstruktion zu einer Winkelstützmauer ausgebildet wurde, über deren Anordnung und Berechnung im nächsten Kapitel die Rede sein wird.

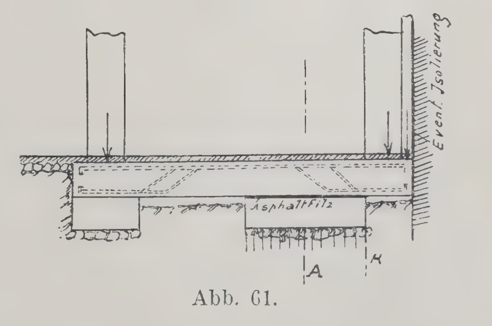


Abb. 61.

[1]) Siehe z. B. Eng. Record 1908, 28. März.

Eine interessante Lösung und Berechnung einer derartigen Anordnung in Eisenbeton gibt Ingenieur H. Becher für einen Bau von Czarnikow u. Co. in Berlin.[1])

Ein typisches Beispiel[2]) für derartige Ausführungen in Eisenbeton zeigt uns die Abb. 60, die der Fundierung eines 11 Stock hohen Eisengerippegebäudes an der 38. Straße in New-York entnommen ist. Dasselbe setzt sich aus einer Reihe von Eisenrahmen zusammen, die alle zwei Mittel- und zwei Randstützen haben wie die Säulen Nr. 2, 11, 14, 23 in Abb. 60a. — Es finden sich dort immer je eine Mittel- und eine Randsäule in der in den Abb. 60b u. c dargestellten Weise zusammengekuppelt vor. Zu diesem Zwecke ist parallel mit den Feuermauern ein in Abb. 60c in der Ansicht ersichtlicher Längsträger gelegt worden, der als Drehpunkt einer Hebelkonstruktion gedacht ist, auf der einerseits die Mittelsäule, anderseits die Randsäule aufruhen. Die Wände sind alle als Vorhangmauern ausgebildet, und ist die Feuer-

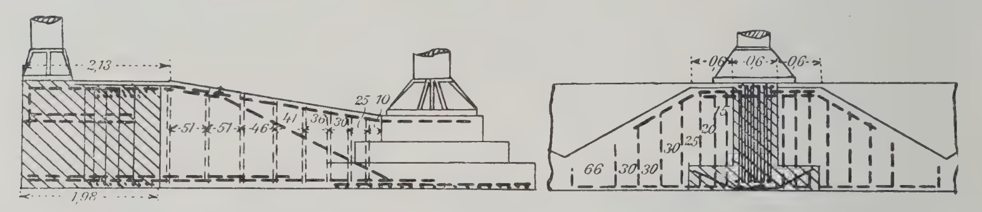


Abb. 60 b. Längsschnitt. Abb. 60 c. Querschnitt A—B durch den Träger.

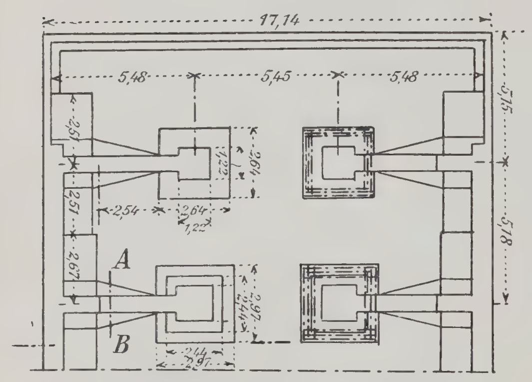


Abb. 60a. Geschäftshaus in New-York.

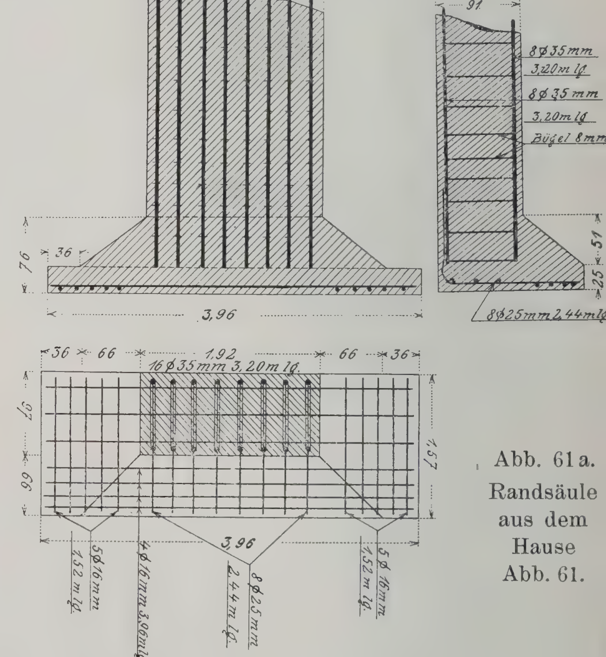


Abb. 61a. Randsäule aus dem Hause Abb. 61.

mauer im untersten Stockwerk unabhängig davon fundiert worden.

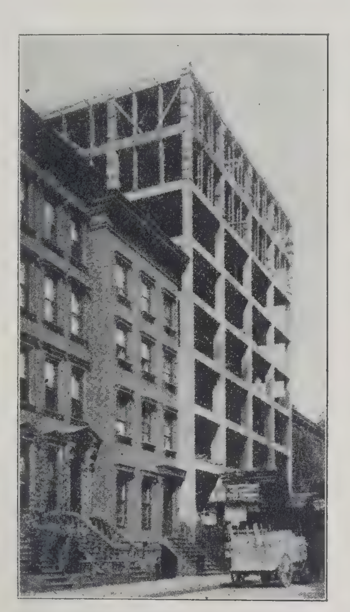
Ein ähnlicher Vorschlag, und zwar des Ingenieur P. Pasternak, findet sich in „Beton u. Eisen“, 1910.

Hier seien noch die folgenden Beispiele erwähnt. Der Fuß einer Randsäule, wie sie die Abb. 61 aus einem von dem Ingenieur Reygondeau de Gratresse entworfenen Hause in New-York zeigt. Es ist unwahrscheinlich, daß sich in solchen Fällen die Last zentrisch in den Säulen fortpflanzt. Sie muß vielmehr bei exzentrischer Inanspruchnahme der Säule als gegen die Träger-

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft XII, S. 301.

[2]) Eng. Record 1909, 27. März, S. 362.

auflager verschoben angenommen werden, so zwar, daß sie im vorliegenden Falle näher zu dem Mittel der Platte zu liegen kommt. Die Säule in Abb. 61 ist mit 405 t belastet. Ihre Grundfläche beträgt 69300 cm². Es beträgt also der Fundamentdruck, gleichmäßig auf diese Fläche verteilt, 5,8 kg/cm². Nimmt man jedoch an, daß die Kraft sich in der Säulenmitte fortpflanzt, also eine Exzentrizität von 33 cm in Frage kommt, so steigert sich die Spannung bis auf 13,2 kg/cm² am Rande der Platte, eine doppelt so große Belastung als bei den Mittelsäulen, die für den Bestand des Hauses fürchten ließe, wenn sie vorhanden wäre. Es ist sehr wohl anzunehmen, daß die verschiedene Belastung zu einer geringfügigen Verdrehung des Säulenfußes führt, welche die erwähnte Exzentrizität nicht oder nur wenig zur Wirkung kommen läßt, wobei sich aber immerhin eine für den Hochbau ungewöhnlich hohe Ziffer ergibt. Leider ist der ungetrübte Bestand des Bauwerks (Abb. 62b) der einzige Beweis für die richtige Auffassung des Entwurfs, der es aber nötig macht, die Säule selbst gegen die exzentrische Lage der Kraft widerstandsfähig zu machen, d. h. sie für Biegungsspannungen zu bewehren. Man wird gut daran tun, den Pfeilerfuß einer solchen exzentrischen Anordnung so steif auszugestalten, daß eine weitgehende Verdrehung des Säulenfußes nicht eintreten kann.



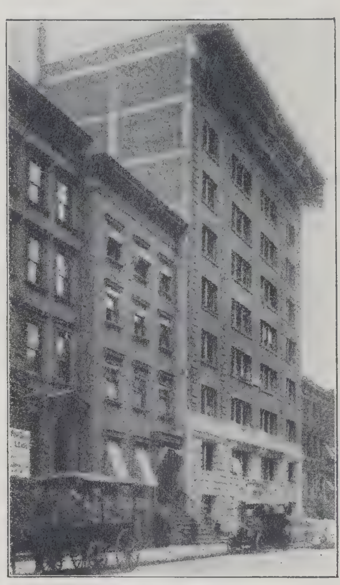




Abb. 62a im Bau. Abb 62b fertig.
Geschäftshaus in New-York.

Man ist sich selbst bei Freiauflagern über die richtige Lage der Resultierenden nicht völlig im klaren, noch weniger aber bei monolithischen Bauweisen wie im vorliegenden Falle, wo die Lage der Resultierenden einer Bodenreaktion zu bestimmen wäre. Der sonst richtige Ausweg, im Zweifelsfalle die baumechanisch ungünstigste Lage anzunehmen, führt bei dem vorliegenden Problem zu ganz ungerechtfertigten Abmessungen, wenn man, wie naheliegend und allgemein üblich, das einmal gewählte Maß der zulässigen Bodenbelastung auch auf die Randspannungen ausdehnen will. Wie weitgehend diese Forderungen sind, über deren Richtigkeit wir so wenig Anhaltspunkte besitzen, ist bereits einmal gelegentlich der Besprechung zur Abb. 31 erörtert worden.

Welch große Abweichungen, wenigstens rechnungsmäßig, bei exzentrischen Lasten gestattet sind, beweisen die Mitteilungen Bernhards im Zentralblatt der Bauverwaltung vom 1. Mai 1907, in welchen er der in Berlin allgemein üblichen Ziffer von 2,5 kg/cm² folgende Umstände entgegenhält:

„Die Mittelwände gewöhnlicher Berliner Wohnhäuser mit 33 t theoretischer Gesamtlast für 1 m Wand belasten bei der gewöhnlichen Fundamentbreite von

77 cm den Boden mit rund 4,3 kg/cm², eine Beanspruchung, die bei ungleichmäßiger Verteilung in Wirklichkeit, namentlich an den Giebelwänden, noch wesentlich erhöht wird. Bei Kastengründungen hatte ich Gelegenheit, als gerichtlicher Sachverständiger nachzuweisen, daß die wirkliche Kantenpressung nach richtiger Rechnung an der Kastensohle 10, statt 2,5 kg/cm² betragen hat. Die Kasten waren mit der einen Seite des rechteckigen Grundrisses an die äußere Fläche der Giebelwand gerückt, während die andere Seite über 2,5 m betrug und die Mittelkraft der Auflasten nur 32 cm von der Außenkante lag. Der über 0,96 m weit von der Kastenseite liegende Teil der Grundfläche hatte also überhaupt keine Last. Tatsächlich hatten sich diese Kasten einseitig in den Baugrund eingedrückt und schon während des Aufbaues erhebliche Risse in der Wand hervorgerufen. Das betreffende Bauwerk ist, nachdem ein auf Pfahlrost gegründetes Haus daneben errichtet worden ist, zur Ruhe gekommen, und weitere Nachteile scheinen nicht beobachtet zu sein. Bedeutet dieser Fall eine lehrreiche Probebelastung namentlich in Hinsicht auf die exzentrische Bodenpressung, so muß hier doch nicht unerwähnt bleiben, daß bei Kastengründungen in Berlin nach älteren Berichten (Deutsche Bauztg. 1872, S. 88) 12,5 kg/cm² Bodenpressung als üblich bezeichnet worden ist und da, wo der Baugrund sehr tief lag, auch schon über dieses Maß hinausgegangen ist ohne nachteilige Folgen."

Beispiele.

Noten- und Buchdruckerei Brandstetter in Leipzig.[1]) Abb. 63a stellt einen Teilgrundriß dar, aus dem zu ersehen ist, daß hier die Fundierung der Pfeiler und der Außenmauern verschieden behandelt

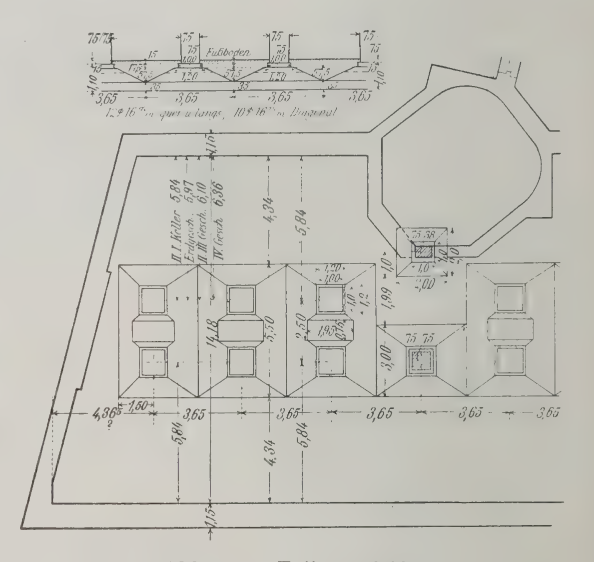


Abb. 63a. Teilgrundriß.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft V.

Abb. 63b. Querschnitt.

wurde. Die Verschiedenheit ist noch deutlicher in der Abb. 63b ersichtlich und ist die Bewehrung der gekuppelten Säulen in Abb. 63c dargestellt. In derselben Weise sind die Bewehrungen kleinerer Säulen ausgeführt worden, wie sie Abb. 63d darstellt. Dieser Bau wie der folgende wurde von Max Pommer in Leipzig ausgeführt.

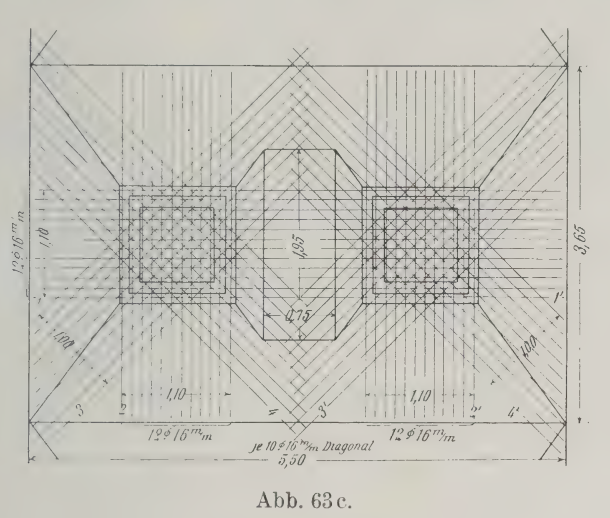


Abb. 63c.

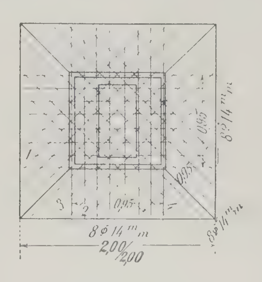


Abb. 63d.

Gruppenplatten.

Kohlenbunkeranlage in Ruppertsgrün (Abb. 64). Sowohl die in Gruppen aufgelösten Säulen als auch die mit einer durchgehenden Platte verbundenen sind mit Quer-, Längs- und Diagonaleisen bewehrt; auf die Kontinuität der Platte ist durch aufgebogene Eisen Rücksicht genommen, so zwar, daß der vorliegende Fall sich als eine Übergangsform zu dem später behandelten Plattenrost darstellt.

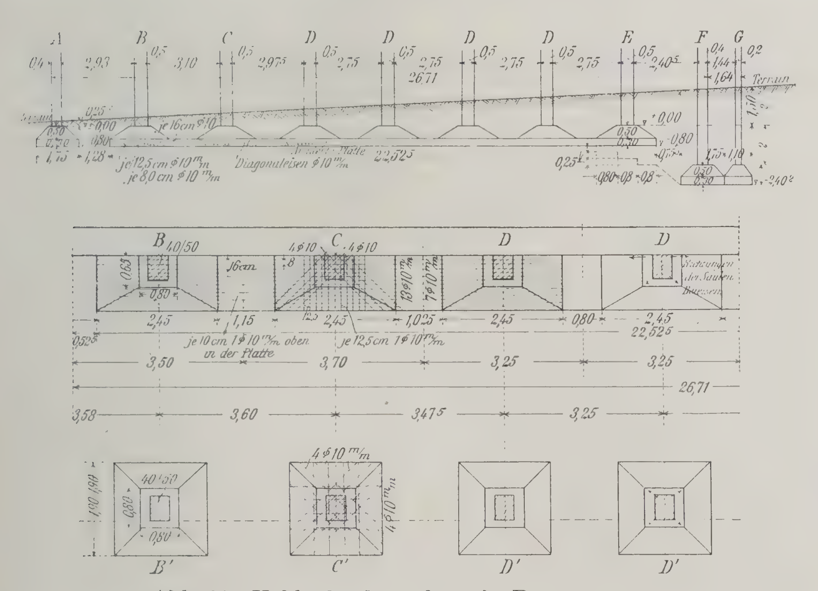


Abb. 64. Kohlenbunkeranlage in Ruppertsgrün.

Druckereigebäude in Iserlohn (Abb. 65). Nach Mitteilungen von Böhm-Gera[1]) sind die Hauptmauern in der üblichen Weise fundiert, dagegen aber die Säulen mit Gruppenplatten versehen, welche für die Hauptstützen 60×60 und für die Nebenstützen 25×25 verschieden angeordnet sind. Die einen sind $2{,}4 \times 2{,}4$ m an der Grundfläche, 20 cm an der Kante und 45 cm an der Wurzel hoch, die anderen $1{,}1 \times 1{,}1$ m an der Grundfläche und 15 bezw. 25 cm hoch. Die Be-

[1]) Zement und Beton 1908, Nr. 5, S. 65.

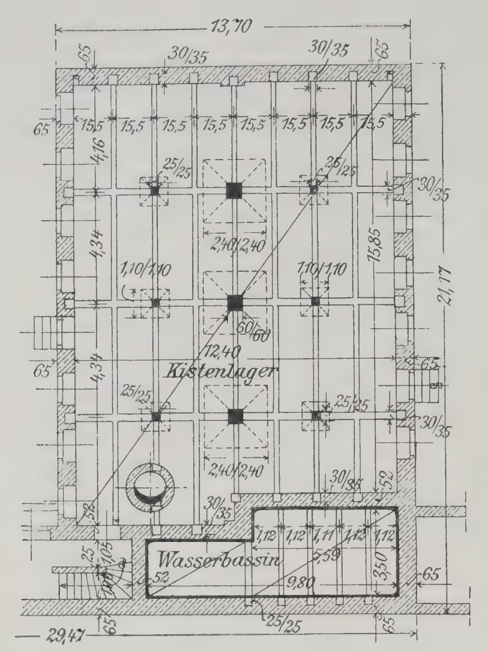


Abb. 65a. Teilgrundriß.

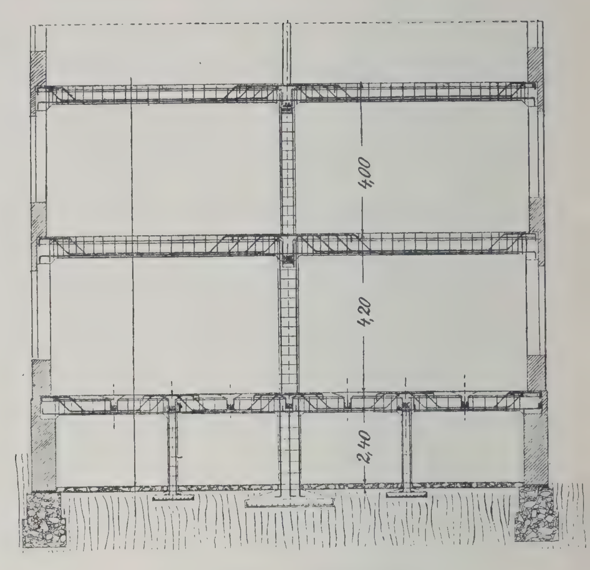


Abb. 65b. Querschnitt.

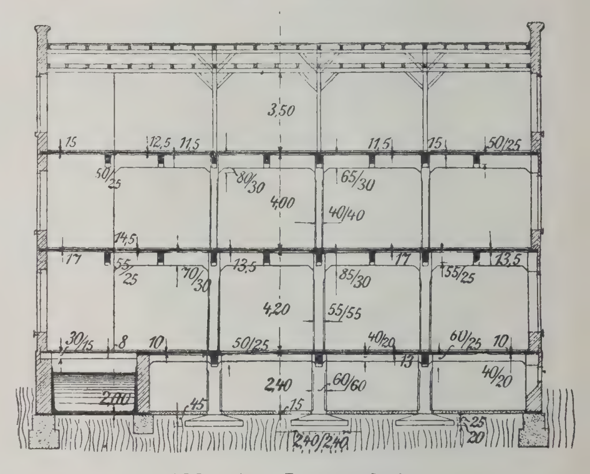
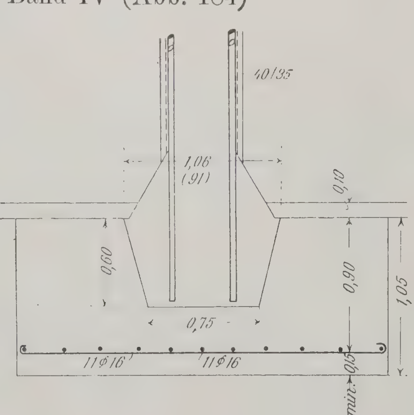


Abb. 65c. Längsschnitt.
Druckerei in Iserlohn.

rechnung geschah auf eine einheitliche Bodenbeanspruchung von 2,5 kg/cm², und man hat anscheinend versucht, die Unterschiede durch verschiedene Fundierungstiefen auszugleichen. Über die Einzelheiten geben die Abb. 65a u. b Aufschluß, und es sollte nicht übersehen werden, daß man es vorgezogen hat, dem eingebauten Reservoir ein einheitliches Fundament zu geben.

Warenhaus H. H. Dietz, Straßburg.[1]) Die Anordnung der dort verwendeten Säulen wolle man aus dem Grundriß im Band IV (Abb. 184) entnehmen. Die Säulenfundamente sind entsprechend Abb. 66a u. b von Züblin u. Co. in Straßburg ausgeführt worden, je nachdem es sich um Mittel- oder Wandpfeiler gehandelt hat.



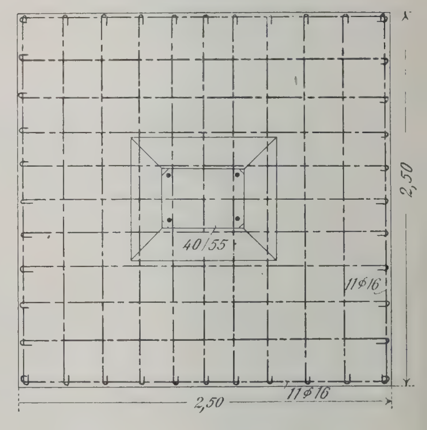


Abb. 66a. Mittelsäule im Warenhaus Dietz, Straßburg.

[1]) S. IV. Band, 2. Teil, erste Auflage, S. 597.

Kaufhaus R. Bernhardt, Dresden, das teilweise in dem alten Dresdner Festungsgraben steht. Wegen weiterer Einzelheiten siehe „Beton u. Eisen" 1910.

Glühlampen-Werk Siemens & Halske, Berlin. Auf dem Fabriksgelände dieser Firma sind die meisten Gebäude mittels Pfahlrost fundiert. Auf den Vorschlag der Zementbau-A.-G. Hannover wurde bei dem vorgenannten Bau eine Eisenbetonfundierung angewendet. Dieselbe besteht aus einer Gruppe von Platten unter den Säulen und einem Plattenroste unter den Umfassungsmauern. Die Abmessungen wurden so gewählt, daß der dort vorhandene Triebsand mit 1 kg/cm² belastet wurde.

Bezüglich weiterer Beispiele sei auf das Kapitel XI, Gebäude für besondere Zwecke, VI Band, 2. Teil, erste Aufl., verwiesen und folgendes besonders angeführt: Auf S. 56, Abb. 47, Erzsilo Dudelingen; auf S. 89, Abb. 114, Malzsilo in Budapest; auf S. 91, Abb. 117, Dampfmühle in Belonazer; auf S. 94, Abb. 124, Getreidesilo in Wolfskirchen; auf S. 226, Abb. 85, Motorwerkstätte in Budapest; auf S. 232, Abb. 101, Automobilgarage in New-York; auf S. 235, Abb. 106, Fabrik in Karlsruhe; ebenso auf S. 236, Abb. 109; auf S. 251, Abb. 143, Spinnerei in Mühlhausen; auf S. 152, Abb. 146, Weberei in Reichenau; auf S. 269, Abb. 173, Fabrik in Dresden; auf S. 270, Abb. 175, Fabrik in Vinnhorst; dieses Beispiel bildet einen Übergangsfall zum Plattenrost; auf S. 302, Abb. 236, Lagerhaus in Hannover; auf S. 306, Abb. 245, Lagerhaus in Altenförde; auf S. 309, Abb. 249, Lagerhaus in Karlsruhe; auf S. 311, Abb. 252, Lagerhaus in Stuttgart; auf S. 337, Abb. 306, Magazin in Birmingham; auf S. 346, Abb. 326, Lagerhaus in Pittsburg und endlich noch auf S. 583, Abb. 157, der Meßpalast in Leipzig.

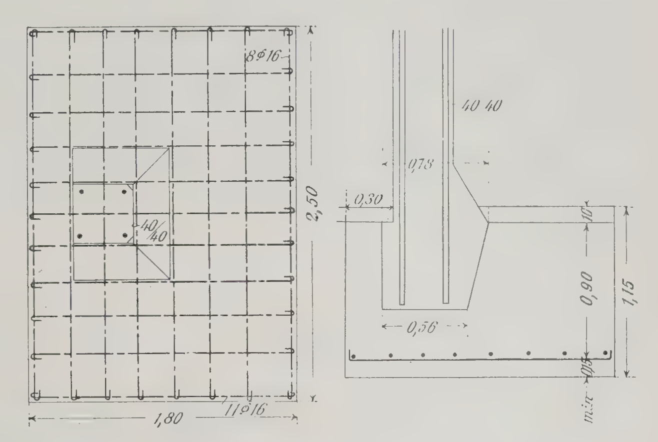


Abb. 65 b. Randsäule im Warenhaus Dietz, Straßburg.

Im Anschlusse hieran wären noch Beispiele am Platze von den in Nordamerika üblichen Ausführungen, die mit Eisentraversen bewehrt sind. Ein typisches Beispiel einer derartigen Säulengründung gibt Abb. 67 aus dem Spreckles-Gebäude in Milwaukee. Da diese Formen in Europa keine Nachahmung wegen ihrer Eisenverschwendung gefunden haben, so sei auf die amerikanische Literatur verwiesen.

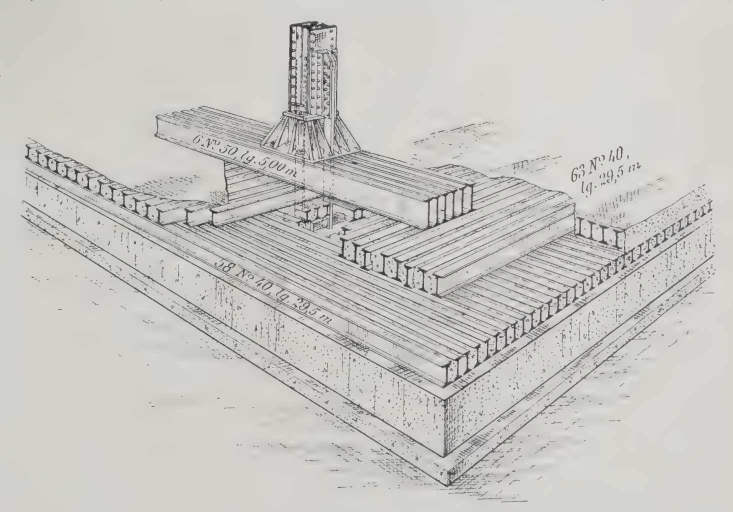


Abb. 67. Eisenrost in Beton aus dem Spreckles-Gebäude in Cincinnati, O.

Plattenrost.

Ein Rost von Eisenbetonplatten entsteht, wenn man eine oder mehrere Mauern durch eine entsprechend verbreiterte Platte zu unterstützen gewillt ist, und diese Platten zu einem Rost entsprechend den Mauern verbindet. Das Netz von Längs- und Querbewehrungen, das man in solch einem Falle anordnen muß, zeigt, daß diese Bauweise eine Übertragung bezw. ein Ersatz des bekannten aus Holz hergestellten Balkenrostes ist.

Ein Beispiel einfachster Art zeigt die Platte, die beim Bau eines holländischen Forts (Abb. 68a) von der Amsterdamer C. I. Werke ausgeführt worden war. Es wurde dabei versucht, mit einer Fundierung auszukommen, die oberhalb des höchsten Meeresspiegels bleibt, um nicht bis auf den höchst unverläßlichen nassen Sand herabgehen zu müssen. Die Platten hatten 1 m Breite und 25 cm Stärke, und auf ihnen befanden sich Einzellasten von 23 000 kg oder 0,38 kg/cm² auf der Platte verteilt.

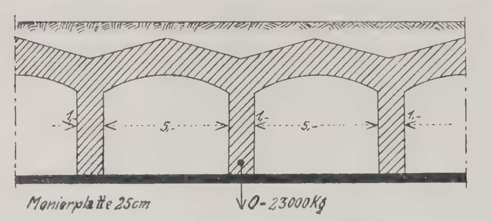


Abb. 68a u. b. Holländische Fortifikation.

Wenn wir daher das Eigengewicht der Platte mit 0,06 kg/cm² anschlagen, so betrug die Last des Bauwerks im ganzen 0,44 kg/cm². Die für diese große Last schwache Platte wurde ungemein kräftig doppelt bewehrt, und es ist ein ganz besonderes Verdienst des holländischen Geniekorps, eine Belastungsprobe derselben in Naturgröße unternommen zu haben,[1]) bei welcher die rechnerische Auffassung (Abb. 68b) mit den Resultaten dieser Versuche verglichen wurde.

Ein weiteres, ebenfalls von dem Amsterdamer Zement-Ijzer Werk ausgeführtes Beispiel dieser Art zeigt uns Abb. 69a, die den Plattenrost einer Glasfabrik in Leerdam (Holland) darstellt. Wie ersichtlich, befindet sich dort außer dem Plattenrost des Gebäudes noch eine abgesonderte Fundamentplatte A für die Glasöfen und Kessel. Das Detail bei B des Plattenrostes findet sich in Abb. 69b in größerem Maßstabe dargestellt, und dort ist das Übergreifen der Längs- und Querbewehrung besonders ersichtlich gemacht. Bei der Mauer ergibt sich in allen hier vorgeführten Fällen die Ausladung selbstredend nur senkrecht zu ihrer Achse.

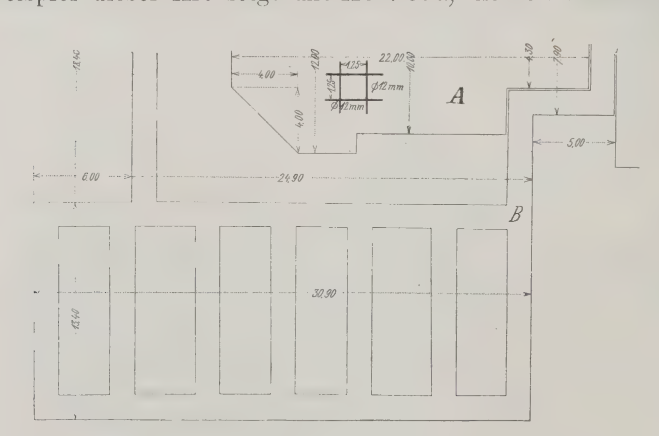


Abb. 69a. Glasfabrik in Leerdam (Holland).

Es soll gleich bei diesem Beispiel auf die Folgen aufmerksam gemacht werden, wenn innerhalb eines solchen Rostes Setzungsunterschiede eintreten, weil selbst dann eine so kräftige Bewehrung wie in Abb. 69 immer noch im Stande ist, eine Trennung des Fundamentes zu verhindern, wie sie im vorliegenden Fall tatsächlich eintrat. Die rechnungsmäßige Belastung betrug in diesem Falle nur 1,1 kg/cm². Die Setzungsgrenze des Unter-

[1]) Beton u. Eisen 1902, Heft V, S. 16.

grundes war aber dermaßen überschätzt worden, daß eine Mauerplatte von 25 m Länge Sackungen bis 25 cm aufweist. Trotzdem zeigen sich in der Fundamentplatte und auch in dem Fundamentmauerwerk keine meßbaren Risse, dieselben erweitern sich aber nach oben bis zu einem Klaffen von 8 bis 10 cm. Es ist einleuchtend, daß das Gebäude ohne diese kräftigen Grundschließen vollständig zerrissen worden und zusammengestürzt wäre.

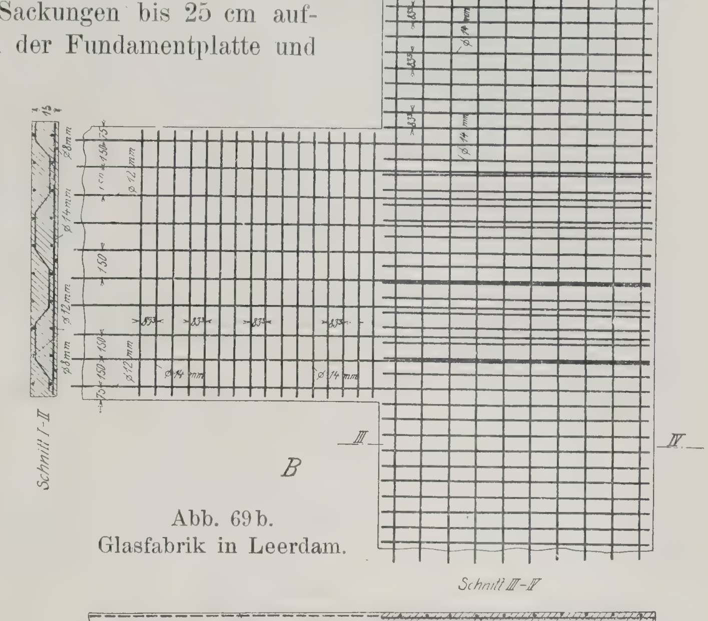


Abb. 69 b. Glasfabrik in Leerdam.

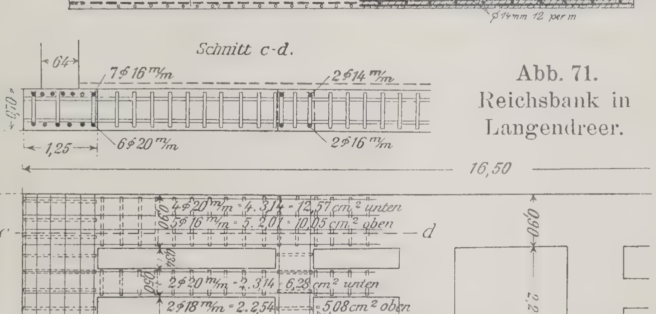
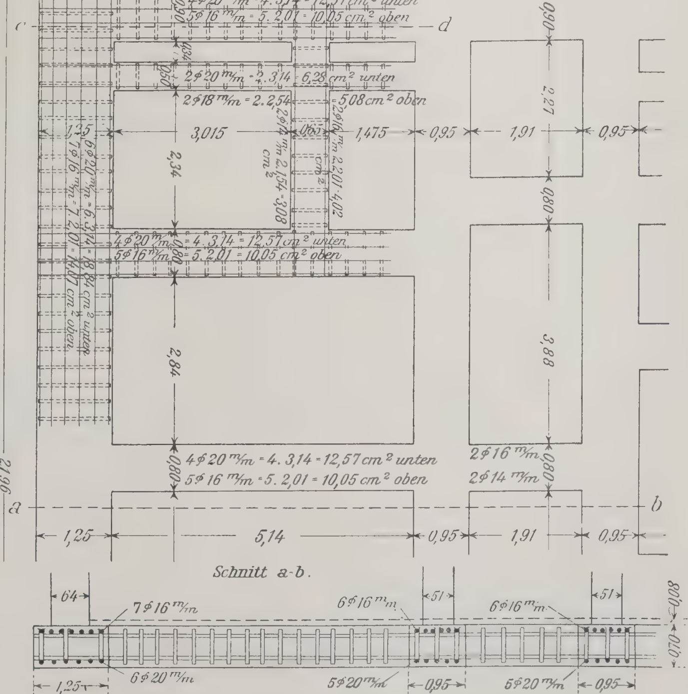


Abb. 71. Reichsbank in Langendreer.

Die einfachste Form des Plattenrostes stellt uns die Abb. 70a, die Fundierung eines größeren Wohnhauses in Geestemünde,[1]) dar, bei dessen Herstellung durch Erdbohrer festgestellt wurde, daß sich noch 3,50 m unter Terrain kein genügend tragfähiger Boden befand. In dieser Tiefe nimmt dort das torfähnliche Erdreich einen sandigen Charakter an. Man entschloß sich daher, bis auf dieses Niveau herabzugehen und den in der Abb. 70b dargestellten Plattenrost auf eine 60 cm starke Lage reinen Sandes aufzulegen. Jene Mauern, die in der

[1]) Zement und Beton 1908. Nr. 46, S. 731.



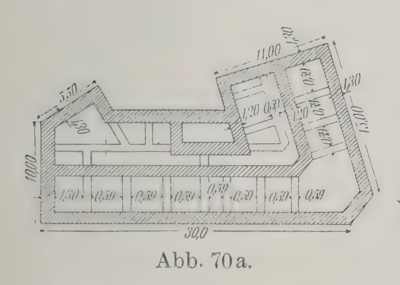
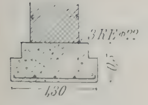


Abb. 70 a.


Abb. 70 b.

Wohnhaus in Geestemünde.

Abb. 70a nicht schraffiert sind, sind Scheidemauern, wo das Ziegelmauerwerk direkt auf ein Sandlager zu stehen kam.

Eine typische Anordnung dieser Art zeigt ein von der Betonbaufirma C. Brandt ausgeführter Bau (Abb. 71) der Fundamente der Reichsbank in Langendreer.

Die so verlegten Bewehrungen bilden in solchen Fällen einen besonderen zusammenhängenden Grundschließenplan, welcher die Festigkeit des Gebäudes gegen Bewegungen des Bodens im Zusammenhang mit seinen sonstigen Schließen wirksam ergänzt. Es eignen sich daher diese Gründungsmethoden zum Gebrauch auf allen in Bewegung begriffenen oder unverläßlichen Terrains, wie z. B. in Rutschgebieten oder vom Bergbau unterminierten Gegenden, wobei gleich hier im Zusammenhange mit ganzen Fundamentplatten Beispiele dieser Art angeführt werden sollen. Auch das vielfach so durchwühlte Gebiet einer Großstadt bietet Beispiele dieser Art. Um den Bewegungen des Untergrundes bei den bekanntlich sehr empfindlichen Fundamenten des Straßenkörpers wirksam zu begegnen, hat Herr J. Mc. Neal in Easton, Pa. die in Abb. 72 dargestellte Form eines Straßenfundaments

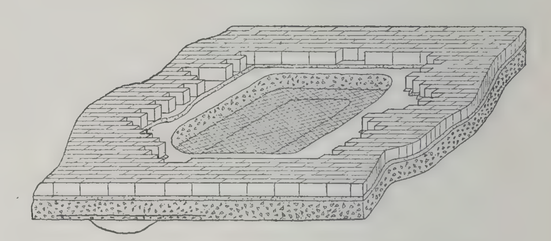


Abb. 72. Betonpflaster mit Streckmetall.

Abb. 73. Realgymnasium in Iserlohn.

benutzt,[1]) das durch eine Lage Streckmetall bewehrt ist. Dasselbe soll stark genug sein, um ein Nachgeben eines Streifens in der Breite von 0,5 m, entsprechend einem früher dort ausgeführten Graben, zu widerstehen, wobei eine Radlast von etwa 350 kg der Rechnung zugrunde gelegt wurde.

Ein hervorragendes Beispiel dieser Art ist die Abb. 73, darstellend einen Teilgrundriß der Fundierung des Real-

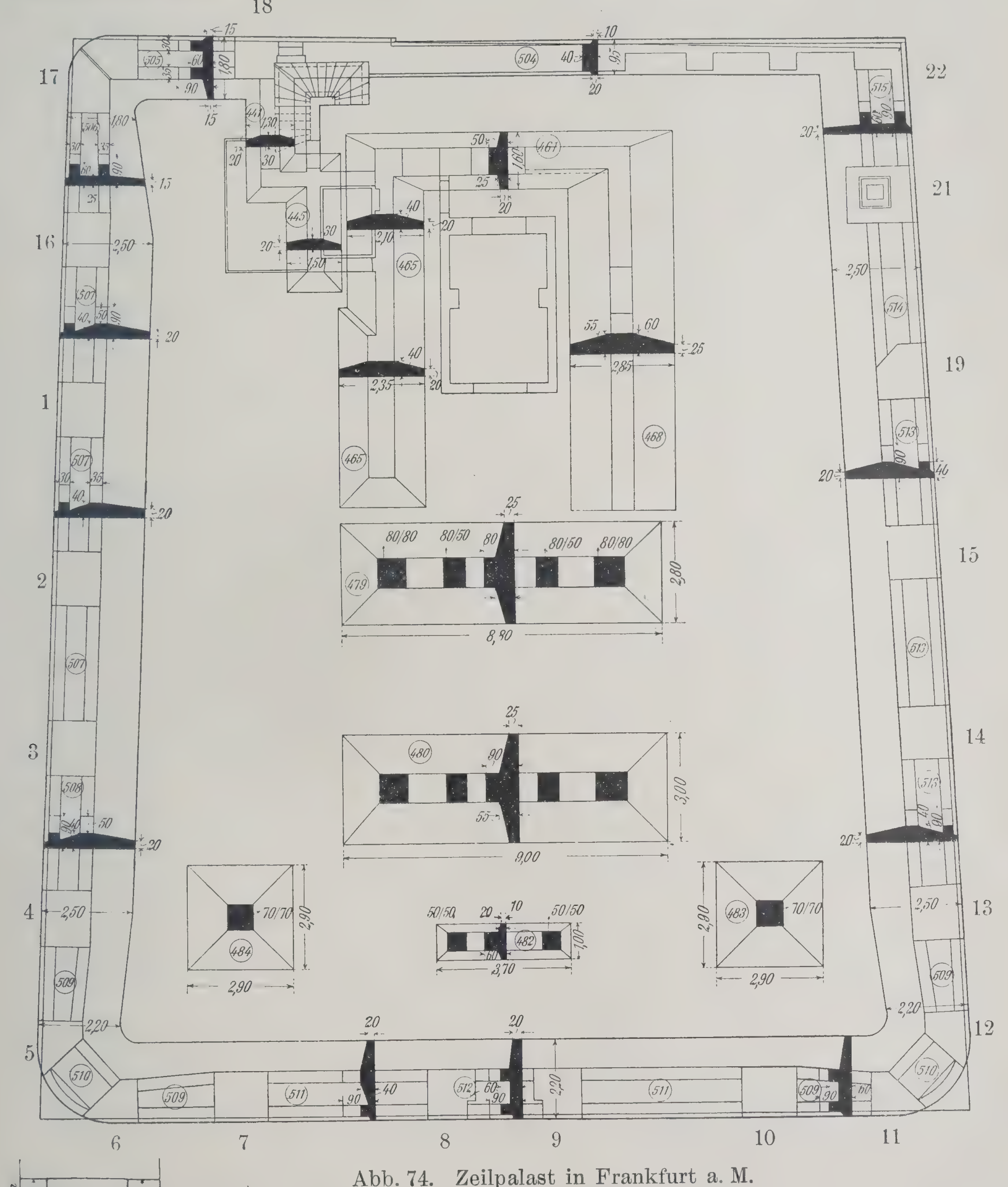


Abb. 74. Zeilpalast in Frankfurt a. M.

gymnasiums in Iserlohn, ausgeführt von der Zementbau-A.-G. Hannover. Bei diesem Neubau lag der tragfähige Baugrund in großer Tiefe und das ganze Gebäude mußte auf aufgeschüttetem Baugrund fundiert

[1]) Transactions, Am. Soc. C. E. 1909, Paper Nr. 1068.

werden. Von seiten des Stadtbauamtes war auf Grund einer Probebelastung vorgeschrieben, daß der Baugrund nicht mehr als mit 0,7 kg/cm² beansprucht werden dürfte. Bei dieser Beanspruchung ergab sich der in der Abb. 73 dargestellte Plattenrost. Eine durchgehende Platte würde einer Belastung von 0,5 kg/cm² entsprochen haben. Behufs Versteifung der Platten ist auf diese eine etwa 1 m hohe Betonmauer aufgesetzt worden, welche mit ihnen durch eine Verzapfung verbunden ist.

Als weiteres Beispiel eines Plattenrostes diene die Abb. 74 beim Zeil-Palast in Frankfurt a. M., ausgeführt von der Allgemeinen Verbundbaugesellschaft in Frankfurt. Bei diesem Gebäude war ursprünglich eine Fundierung in Stampfbeton von bedeutender Tiefe entworfen. Dieselbe war deshalb so kostspielig und eigentlich undurchführbar, weil sich 90 cm unter Geländehöhe eine zerklüftete wasserführende Felsschicht befand, unter der wiederum schlechter Baugrund lag. Man entschloß sich daher, die Felsschicht zu erhalten und auf dieser das Gebäude zu fundieren. Das Gebäude dient für Geschäftsräume und Bureaus und ist ganz von Eisenbeton. In dem Erdgeschoß sind große Schaufenster eingebaut und ergibt sich diesem Zweck entsprechend die Anordnung der Stützen in der Außenwand. Die Fundierung zeigt einen die ganze Umfassung umschließenden Plattenrost. Die Pfeiler, in Abb. 74a mit 1 bis 17 bezeichnet, besitzen die Breite des Abstandes der beiden Rippen, die zur Verstärkung der Platte angeordnet worden sind, und ist demnach an dieser Stelle der Zwischenraum voll ausbetoniert. An den Ecken des Gebäudes sind an Stelle der Bogen (Abb. 71b), Balken (Abb. 71c) angeordnet worden, um den Horizontalschub der Bogen durch Reibung und passiven Erddruck besser aufnehmen zu können, die sich dort am Eck treffen. Zwischen den Pfeilern ist außen eine 13 cm starke Wand angebracht, die als Stützmauer gegen den Erddruck dient. Der ganze Plattenrost der Außenmauern ist mit zwei oberen Rippen versehen, die die Steifheit der Verbindung der beiden Säulen sicherstellen sollen, wie in Abb. 74 dargestellt. Die Berechnung dieses Teils geschah als eingespannter Bogenbalken durch Herrn Ing. Nast wie folgt:

Schnitt durch den Bogen zwischen Pfeiler 16 u. 1.

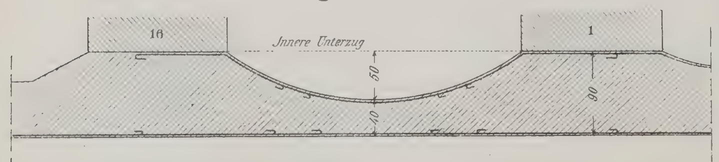


Abb. 74b.

Schnitt durch den Eckträger zwischen Pfeiler 17 u. 16.

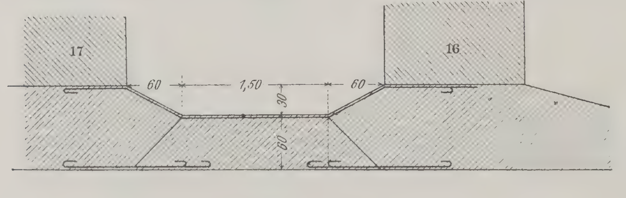


Abb. 74c.

Schnitt $a-b$

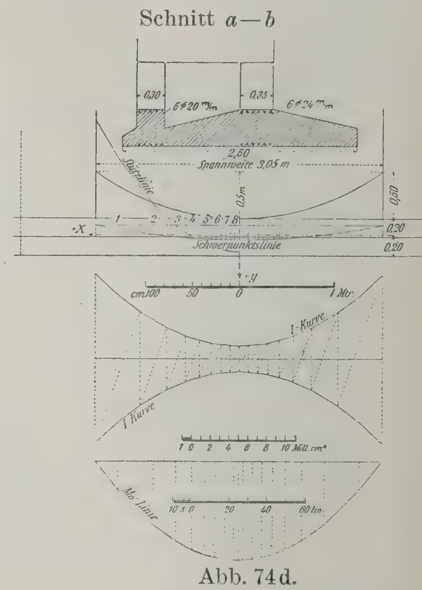


Abb. 74d.

Berechnung der Fundamentbogen im Neubau „Zeilpalast". (Abb. 74d.)

$$F_m = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 15 + 30 \cdot 40 + \frac{1}{2} \cdot 30\,(20 + 40) + 35 \cdot 40 + \frac{1}{2} \cdot 90\,(40 + 20) + 15 \cdot 85{,}71 = \sim \mathbf{9210\ cm^2}$$

$$F_a = F_m + 30 \cdot 50 + 35 \cdot 50 = \sim \mathbf{12\,360\ cm^2}$$

$$F_o = \frac{1}{2}\,(F_a + F_m) = 10\,785\ \text{cm}^2 = \mathbf{1{,}0785\ m^2}.$$

Der Abstand des Schwerpunktes von der unteren Kante des Bogens:

$$F_m \cdot X_m = 150 \cdot 5 + 75 \cdot 13{,}33 + 1200 \cdot 20 + 1600 \cdot 10 + 800 \cdot 26{,}67 + 1400 \cdot 20 + 1800 \cdot 10 + 900 \cdot 26{,}67 + 15 \cdot 85{,}71 \cdot 20 = 9210\, X_m = 158\,900$$

$$\mathbf{X_m = 17{,}25\ cm}$$

$$F_a \cdot X_a = F_m \cdot X_m + (30 + 35) \cdot 50 \cdot 65 - 15 \cdot 85{,}71 \cdot 20 + 15 \cdot 85{,}71 \cdot 45 = 12\,360\, X_m = 403\,050$$

$$\mathbf{X_a = 32{,}6\ cm.}$$

Der geometrische Bogen wird dann als ein Parabelbogen angenommen und die Bogenhöhe wird $X_a - X_m = 32{,}6 - 17{,}25 = 15{,}35$ cm.

$$p = 45{,}2 \text{ tm.}$$

Die Trägheitsmomente werden angenähert berechnet, indem der Querschnitt in Rechtecke geteilt wird:

$$J_m = \frac{1}{12} \cdot 250 \cdot 34{,}5^3 + 15 \cdot 85{,}71 \cdot 18^2 + 15 \cdot 85{,}71 \cdot 2{,}5^2 = \mathbf{1\,379\,040\ cm^4 = 0{,}0137904\ m^4}$$

$$J_a = \frac{1}{12} \cdot 250 \cdot 34{,}5^3 + \frac{1}{12} \cdot 65 \cdot 50^3 + 3250 \cdot 32{,}4^2 + 15 \cdot 85{,}71 \cdot 43^3 + 7225 \cdot 15{,}35^2 + 15 \cdot 85{,}71 \cdot 12{,}4^2$$

$$\mathbf{J_a = 9\,256\,000\ cm^4 = 0{,}09256\ m^4.}$$

Es wird dann angenommen, daß die Trägheitsmomente nach einer Parabel variieren, und der Balken wird so geteilt, daß die elastischen Gewichte gleich groß werden (Schönhöfer):[1])

$$M_o = \frac{1}{8} \cdot p \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 45{,}2 \cdot 3{,}05^2 = \mathbf{52{,}7\ tm.}$$

Punkt	X' in m	X in m	X^2 in m²	Y' in m	Y in m	Y^2 in m²	M_o in tm	$M_o X$ in tm²	$M_o Y$ in tm²
1	0,238	—1,287	1,656	0,045	—0,05733	0,00329	15,2	— 19,53	— 0,87
2	0,618	—0,907	0,823	0,100	—0,00233	0,00001	33,9	— 30,75	— 0,08
3	0,860	—0,665	0,442	0,127	+0,02467	0,00061	42,5	— 28,25	+ 1,05
4	1,032	—0,493	0,243	0,138	0,03567	0,00127	47,2	— 23,27	1,68
5	1,169	—0,356	0,127	0,147	0,04467	0,00199	49,8	— 17,72	2,22
6	1,280	—0,245	0,060	0,152	0,04967	0,00247	51,2	— 12,54	2,55
7	1,382	—0,143	0,020	0,153	0,05067	0,00257	52,1	— 7,46	2,64
8	1,482	—0,043	0,002	0,1535	0,05117	0,00262	52,6	— 2,26	2,69
			3,373			0,01483	344,5	—141,78	+11,88

$$X = -\frac{l}{2} + X' = -1{,}525 + X'$$

$$Y = Y' - \frac{2}{3} f = -0{,}10233 + Y'$$

$$n = 16$$

$$\Sigma_1^n X^2 = 2 \cdot 3{,}373 = 6{,}746 \text{ m}^2$$

$$\Sigma_1^n Y^3 = 2 \cdot 0{,}01483 = 0{,}02966 \text{ m}^2$$

$$\Sigma_1^n M_o = 2 \cdot 344{,}5 = 689 \text{ tm}$$

$$\Sigma_1^n M_{o X} = -141{,}78 + 141{,}78 = 0$$

$$Z_1^n M_{o Y} = 2 \cdot 11{,}88 = 23{,}76 \text{ tm}^2$$

$$Z = \frac{\Sigma_1^n M_o}{n} \frac{689}{16} = \mathbf{43{,}1}\ \text{tm}$$

$$X = \frac{\Sigma_1^n M_o X}{\Sigma_1^n X^2} = \mathbf{0}$$

$$H = \frac{\Sigma_1^n M_{o Y}}{\Sigma_1^n Y^2 + \frac{k \cdot l}{F_o}}$$

[1]) Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbtragwerken ..... Berlin 1908. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn.

$$\frac{1}{k} = \frac{s_r}{J_r} = \frac{0,476}{\frac{1}{2}(0,09256 + 0,0508)} = \frac{0,476}{0,07168} = 6,64$$

$$k = \frac{1}{6,64} = 0,151$$

$$H = \frac{23,76}{0,01483 + \frac{0,151 \cdot 3,05}{1,0785}} = \frac{23,76}{0,44183} = 53,9 \text{ t.}$$

Das Moment ist nach folgender Formel zu bestimmen:

$$M = M_0 - H_Y - X \cdot X - Z,$$

und man bekommt in der Mitte

$$M_m = 52,7 - 53,9 \cdot 0,05117 - 43,1 = +6,84 \text{ tm} = \mathbf{6840\ mkg}$$

und am Auflager

$$M_a = +53,9 \cdot 0,10233 - 43,1 \text{ tm} = -37,58 \text{ tm} = \mathbf{-37\,580\ mkg.}$$

Die senkrechte Reaktion

$$A = \frac{1}{2} \cdot 45,2 \cdot 3,05 = 69 \text{ t}$$

$$\mathbf{A = 69\,000\ kg.}$$

Um die Stützlinie zu bestimmen, müssen wir die zwei Abstände l_1 und l_2 (Schönhöfer. S. 22 u. 31) bestimmen und haben dazu die Gleichungen

$$l_1 = \frac{Z + X}{H} \cdot u \quad \text{und} \quad l_2 = \frac{Z - X}{H}(l - u).$$

Wir erhalten

$$l_1 = l_2 = \frac{Z}{H} \cdot \frac{1}{2} l = \frac{43,1}{53,9} \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,05 = \mathbf{1,22\ m.}$$

Der Scheitel der Stützlinie wird bestimmt durch

$$Y = \frac{M}{H} = \frac{6840}{53\,900} = 0,127 \text{ m}$$

Position 2.

Einige Balken sind aus Zweckmäßigkeitsgründen als eingespannte Träger ausgebildet worden.

Bodenfläche:

$$F = 1,8 \cdot 5,5 + 0,7 \cdot 3,6 - \frac{1}{2} \cdot 1,8^2 = 10,8 \text{ m}^2.$$

Bodenbeanspruchung:

$$\left(\frac{P_1}{2} + P_2\right)\frac{1}{F} = \frac{163\,475}{10,8} = 15,14 \text{ t/m}^2$$

$$M_m = \frac{1}{24} \cdot 1,8 \cdot 15,14 \cdot 2,75^2 = 8,76 \text{ tm} = 8760 \text{ mkg}$$

$$M_a = -\frac{1}{12} \cdot 1,8 \cdot 15,14 \cdot 2,75^2 = -17,52 \text{ tm} = -17\,520 \text{ mkg.}$$

Diese Fundierung, deren Veröffentlichung in „Beton u. Eisen" bevorsteht, hat sich hier, wie im Warenhaus Wronker, von derselben Baugesellschaft ausgeführt, gut bewährt.

Eine weitere Ausführung der Allgemeinen Verbund-Baugesellschaft mit inter-

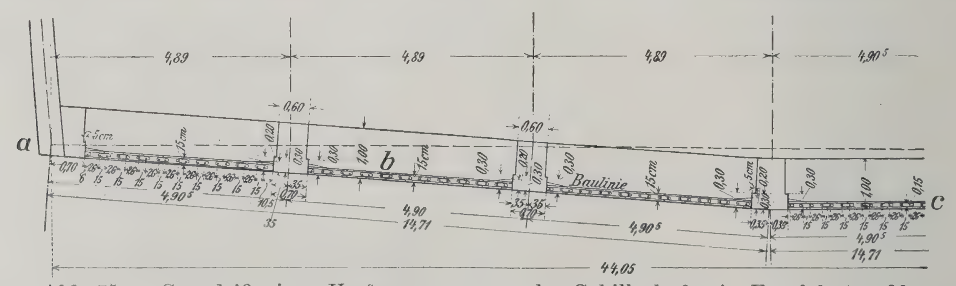


Abb. 75a. Grundriß einer Umfassungsmauer des Schillerhofes in Frankfurt a. M.

essanten Einzelheiten ist der Schillerhof in Frankfurt a. M. (Abb. 75). In diesem Fall besteht der Plattenrost aus einer Reihe von umgekehrten Gewölben zwischen den in Abb. 75a dargestellten Pfeilern und zwar wurde eine nach System Nast hergestellte Stützmauer angeschlossen.[1])

Schnitt *a—b* an dem Gebäudeeck.

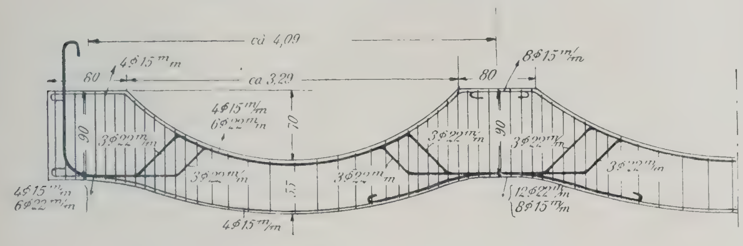


Abb. 75b. Anordnung an den Ecken.

Ein weiteres Beispiel eines derartigen Plattenrostes findet sich im IV. Bd., 2. Teil, S. 191 (1. Aufl.), veröffentlicht vor. Es sind dort in Abb. 4 die Umfassungsmauern auf einen Plattenrost gestellt, während sich die Mittelsäulen zu einer gemeinsamen Platte vereinigt vorfinden.

Bodenverhältnisse, die eine Flachgründung vorteilhaft erscheinen lassen, finden sich in Arbon am Bodensee z. B. beim Fabriketablissement der A.-G. Heine u. Co. Dieses Etablissement besteht aus drei großen mechanischen Stickereifabriken, einer großen Bleicherei und Appretur sowie einer Anzahl Nebengebäude. Zum Antrieb der

Schnitt *b—c* im Gebäudemittel.

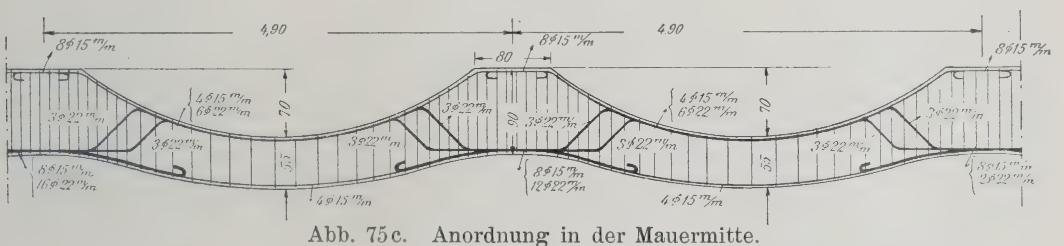


Abb. 75c. Anordnung in der Mauermitte.

zahlreichen Motoren, der elektrischen Beleuchtung und zur Heizung sämtlicher Räume wurde dann eine große Kraftzentrale erbaut. Sämtliche Gebäude sind auf Stahlrosten gebaut und mit Eisenbetondecken versehen. An Stelle der Pfählung wurde vorgeschlagen, die sich im Jahre 1905 als notwendig ergebende Vergrößerung der Kraftzentrale auf Eisenbetonplatten zu fundieren.

Das von Hennebique vorgelegte Projekt einer durchgehenden Platte unter den Umfassungsmauern und Kesseln fand nicht den Beifall des bekannten Gutachters, Herrn Oberst Locher (Erbauer des Simplontunnels.) Seinem Vorschlage gemäß wurde eine Teilung durch Ausführung eines Plattenrostes unter den Umfassungsmauern angeordnet, der von der unter den Kesseln auszuführenden Platte vollständig getrennt wurde (Abb. 76).

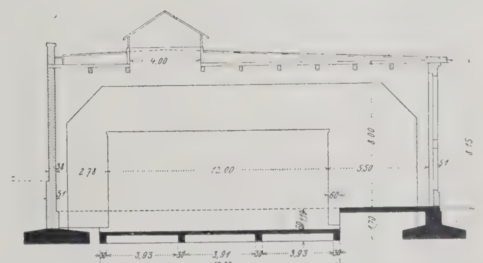
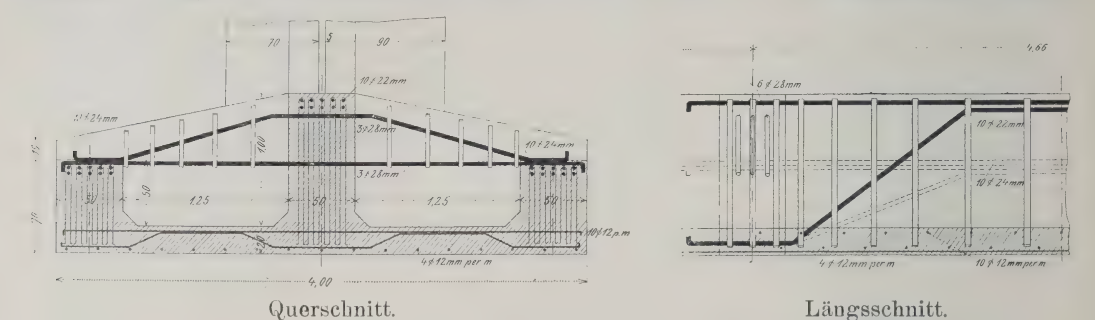


Abb. 76a. Fabrik der A.-G. Heine in Arbon.

Die Ausführung dieser Eisenbetonarbeiten erwies sich schwieriger als wie die später beschriebenen Ausführungen derselben Firma mit einer ganzen Platte in Feldkirch (siehe S. 103), da die Bodenverhältnisse viel schlechter waren. Infolge-

[1]) Siehe deren Beschreibung in demselben Band, II. Kapitel, Mauerwerksbau.

dessen mußte erst ein Steinbett und darauf eine leichte Stampfbetonunterlage gemacht werden. Einige Schwierigkeiten bot noch der Anschluß an das bestehende Gebäude



Querschnitt. Längsschnitt.

Abb. 76 b. Plattenrost aus Abb. 76 a.

(auf Pfählen fundiert) und ist auch nicht ganz gelungen insofern, als die Setzungen in beiden Gebäudeteilen nicht gleichmäßig geschahen.

Die Trennung der Kessel- und Gebäudefundamente hier, ebenso wie in Abb. 69a muß als nachahmungswert bezeichnet werden. Diese ist bei Maschinenfundamenten, insbesondere dort eine Notwendigkeit, wo es sich darum handelt, Setzungen von dem einen, Erschütterungen von dem anderen gegenseitig fernzuhalten. Die Berechnung der Kesselplatte bietet nichts Interessantes. Es sei nur auf die Umkehrung im Vergleiche zu Abb. 73 aufmerksam gemacht.



Abb. 76 c. Plattenrost im Bau.

Der Plattenrost wurde in der Weise ausgeführt (Abb. 76 b), daß er, als starker Träger gedacht, von unten durch die Bodenpressung beansprucht, eine bis 4 m breite Platte zur Druckverteilung besitzt, die an den äußeren Enden durch Rippen gestützt wird, welche vom mittleren Hauptträger aus mittels Konsolen gehalten werden. Die Hauptträger sind alle 4,66 m durch die Pfeiler der Dachkonstruktion unterstützt. Das neue Gebäude hat 38 m auf 21 m und die Kesselplatte 17 m auf 13 m.

Statische Berechnung einer Mauer. (76 b.)

Bodendruck im Maximum 1 kg/cm².

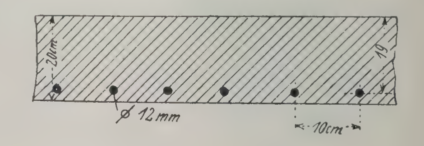
Die Belastung durch das Dach, die Mauer und das Fundament beträgt 40 000 kg/m. Die notwendige Fundamentbreite beträgt daher $\frac{40\,000}{100 \cdot 1} = 4$ m.

1. Platte zwischen den Trägern.

$$l = 1{,}25 + \frac{0{,}25}{2} \cdot 2 = 1{,}5 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{10} \cdot 10\,000 \cdot 1{,}5^2 \cdot 100 = 225\,000 \text{ kgcm},$$

Zu 1.



für 10 R.-E. 12 mm ist $f_e = 11{,}31\ \text{cm}^2$ für 1 m und $h = 19$ cm

$$x = \left(\sqrt{\frac{2 \cdot 100 \cdot 19}{15 \cdot 11{,}31} + 1} - 1\right) \cdot \frac{15 \cdot 11{,}31}{100} = 6{,}6\ \text{cm};\quad \frac{x}{3} = 2{,}2\ \text{cm}$$

$$m = h - \frac{x}{3} = 16{,}8\ \text{cm} \qquad \sigma_e = \frac{225\,000}{11{,}31 \cdot 16{,}8} = 1180\ \text{kg/cm}^2 \qquad \sigma_b = \frac{2 \cdot 225\,000}{100 \cdot 6{,}6 \cdot 16{,}8} = 40{,}5\ \text{kg/cm}^2.$$

Zu 2.

2. Randträger.

$l = 4{,}66$ m

$p = 1{,}13 \cdot 10000 = 11\,300$ kg/m

$$M = \frac{1}{10} \cdot 4{,}66^2 \cdot 11\,300 \cdot 100 = 2\,450\,000\ \text{kgcm}$$

10 R.-E. 24 mm $f_e = 45{,}22\ \text{cm}^2$

$h = 65$ cm $\qquad x = 47{,}4$ cm $\qquad \frac{x}{3} = 15{,}8$ cm $\qquad h - \frac{x}{3} = 49{,}2$ cm

$\sigma_e = 1150\ \text{kg/cm}^2 \qquad \sigma_b = 42\ \text{kg/cm}^2$

Zu 3.

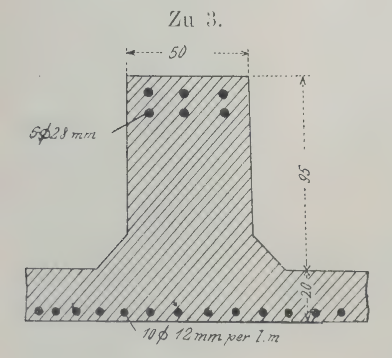
Max. Querkraft $= 23\,500$ kg

Max. Schubspannung $\tau_0 = \frac{23\,500}{49{,}2 \cdot 75} = 7{,}2\ \text{kg/cm}^2$

Abstand des ersten Bügels vom Auflager $= \frac{1920}{50\,(7{,}2 - 4{,}5)} = 14$ cm

Anzahl der Bügel $(30/2) = 15$ für 1 Träger.

Zu 3.



3. Mittelträger.

$l = 4{,}66$ m $\quad p = 17\,500$ kg/m

$$M = \frac{1}{10} \cdot 17\,500 \cdot 4{,}66^2 \cdot 100 = 3\,700\,000\ \text{kgcm}$$

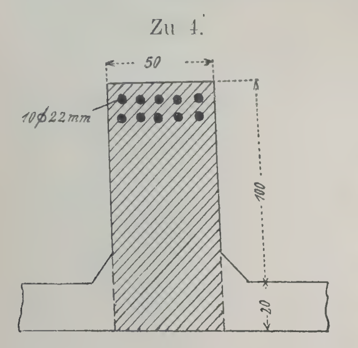
10 R.-E. 22 mm $f_e = 38{,}01\ \text{cm}^2 \qquad h = 113$ cm

$$x = \left(\sqrt{\frac{2{,}5 \cdot 113}{15 \cdot 38{,}01} + 1} - 1\right) \cdot \frac{15 \cdot 38{,}01}{50} = 39{,}6\ \text{cm}$$

$$\frac{x}{3} = 13{,}2\ \text{cm}$$

$h - \frac{x}{3} = 99{,}8$ cm $\qquad \sigma_e = 960\ \text{kg/cm}^2 \qquad \sigma_b = 36{,}5\ \text{kg/cm}^2.$

Zu 4.



4. Konsolträger.

$l = 127{,}5$ cm

$p = 46\,600$ kg/m

$$M = \frac{1}{2} \cdot 46\,600 \cdot 1{,}257^2 \cdot 100 = 3\,780\,000\ \text{kgcm}$$

$f_e = 28{,}5\ \text{cm}^2$

$h = 111$ cm

$x = 17{,}8$ cm

$\sigma_e = 1260\ \text{kg/cm}^2$

$\sigma_b = 16{,}2\ \text{kg/cm}^2.$

Die Dachkonstruktion ist aus Eisenbeton und ruht auf Haupttträgern in Abständen von 4,66 m mit

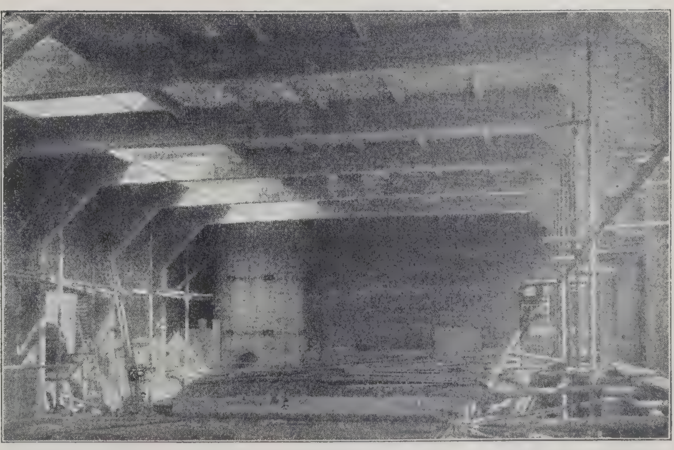


Abb. 76d. Das fertige Bauwerk zu Abb. 76a.

19 m freier Spannweite. Diese Hauptträger liegen auf mit starken Konsolen versehenen Pfeilern. Abb. 76d stellt den fertigen Bau dar.

Die Eisenbetonarbeiten wurden in etwa drei Monaten hergestellt. Die Kosten der Gründung beliefen sich auf etwa 35 000 Francs.

Bauten im Bergwerksterrain.

Durch die Unterminierung des Bodens durch Bergwerke wird ein eigentümliches Rutschterrain geschaffen, und Bauten, die auf solchem Terrain ausgeführt werden, bedürfen besonderer Vorsichtsmaßregeln. Diese Maßregeln können zweierlei Art sein, abhängig davon, ob das ganze Terrain in Bewegung ist, oder aber, ob im Terrain gewisse Senkungen oder Bingen auftreten, neben denen sich zuverläßiger Boden befindet. In dem letzteren Fall wird man auf diese feste Unterlage fundieren und, von diesen festen Punkten ausgehend, Fundamentträger legen, auf denen die Grundplatte angeordnet ist, Träger, die aber nur dann in Tätigkeit kommen, wenn das unter der Platte befindliche Terrain weiter nachgibt und an gewissen Stellen die Platte hohl liegt. Einige derartige Beispiele finden sich weiter unten angeführt vor. Ist die Richtung der Bewegung des Rutschterrains nicht bekannt, so muß das auf demselben gebaute Haus, Reservoir oder ähnliches Bauwerk so beschaffen sein, daß das Bauwerk die Bewegung des Terrains als Ganzes wie ein darauf schwimmendes Schiff mitmachen kann, ohne zerrissen bezw. zerbrochen zu werden (wie in Abb. 3 u. 9 ersichtlich).



Abb. 77. Schiefe und gebrochene Eisensäulen.

Die Bergwerksverwaltung läßt in der Nähe ihrer Gebäude, sobald sie dieselben erhalten will, sowie unter öffentlichen Bauten und Verkehrswegen Sicherheitspfeiler stehen. Bei privaten Neubauten müssen sich die Eigentümer verpflichten, das daraus entstehende Risiko zu übernehmen. Worin dasselbe besteht, geht deutlich aus dem Anblick der älteren Bauten hervor, bei denen keine Sicherheitsvorkehrungen getroffen wurden. Eine ausgezeichnete Darstellung der diesbezüglichen Folgen gibt uns Herr Bauingenieur W. Breil aus Essen.[1]) Aus seinen Darstellungen ist von Interesse eine Gegenüberstellung zwischen einer älteren Ausführung in Eisen ohne Fundamentsicherungen (Abb. 77), den späteren Bauten mit nur noch unzureichenden Rosten (Abb. 78) und neueren Bauten in Eisenbeton (Abb. 79.) Bei den älteren Ausführungen in Eisen konnte man eine weitgehende Verschiebung der einzelnen Teile gegeneinander beobachten, selbst Abbrechen von Konsolen bei gußeisernen Säulen. Neben der Säule links in Abb. 77 ist eine Lotschnur aufgehängt, nach welcher man die Tatsache beurteilen kann, daß

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft XV.

die Säule 15 cm aus dem Lot ist. Die älteren Versicherungen geschahen durch Betonbankette und konnten, wie Abb. 78 zeigt, die Zerstörung des aufgehenden Mauerwerks nicht verhindern.

Einen vollständig modernen Bau in Eisenbetonfachwerk und entsprechender Gründung zeigt die Abb. 79, welche die Konsumanstalt der Kruppschen Zeche Hannover darstellt, die von der A.-G. für Beton- und Monierbau mit Verwendung von das Gebäude unterteilenden Trennungsfugen hergestellt worden ist. Es muß natürlicherweise auch hier hervorgehoben werden, daß der Eisenbeton kein Allgemeinmittel gegen Bergwerkschäden darstellt, daß er vielmehr nur dort gute Ergebnisse zeitigen wird, wo er gut und im richtigen Verhältnis zu den auftretenden Kräften hergestellt worden ist. Dies ist hier besonders schwierig, weil wir mit unserer Kenntnis dieser Kräfte nur auf Schätzungen angewiesen sind.



Abb. 78. Gebrochene Mauerwerkpfeiler.

In welchem Maße ein Bauwerk aus Eisenbeton für diese gefährlichste Bodenart geeignet ist, beweist der Umstand, daß nur diese Art von Bauten, vermöge ihrer Monolithät imstande ist, Bewegungen, wie eingangs beschrieben, mitzumachen und selbst den Verlust einer einzelnen Stütze zu tragen, ohne daß das Bauwerk in sich zusammenbricht. Es sei hierzu auf das Beispiel des Kohlensilos in Lens (Frankreich) verwiesen,[1] wo bei einer Zugentgleisung eine der vier Stützen eines vollgeladenen Kohlensilos zerstört wurde, ohne daß dieser Unfall dem



Abb. 79. Kruppsche Konsumanstalt der Zeche Hannover.

[1] Béton armé 1909, Nr. 127 (Oktober), S. 155, „Fondation suspendues“.

Bauwerk, der jedes andere zerstört hätte, gefährlich geworden wäre. Etwas Ähnliches ereignete sich in einem Lokomotivschuppen in Lausanne. Eine derartige Wirkungsweise setzt freilich voraus, daß die Säulen zugfest konstruiert und die Träger daran so befestigt sind, daß sie dieser Änderung ihrer statischen Verhältnisse gewachsen blieben. In welchem Maße diese Grundschließen eine Zerstörung hindern können, ist

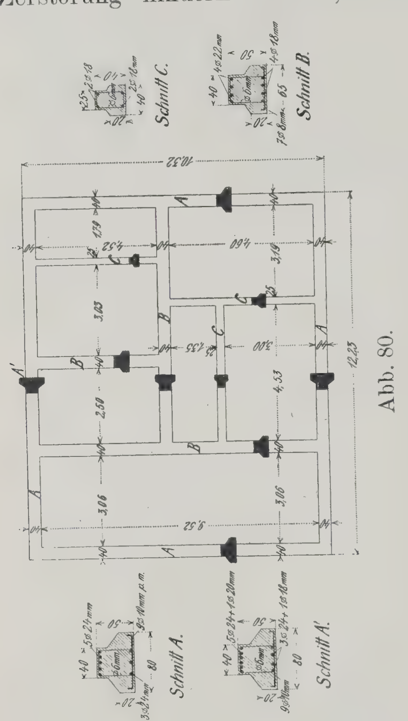


Abb. 80.

schon bei Abb. 69 besprochen worden.

Es liegt mir ein Nachweis der Stabilität eines Eisenbetonbauwerks der Firma C. Brandt-Düsseldorf vor, nach welchem ein Bauwerk mit 6 m Säulenentfernung so entworfen worden war, daß diese Träger zur Not eine Erhöhung der Spannweite auf 12 m ertragen hätten. Es ist jedoch weiter noch in Betracht gezogen, daß bei einer Senkung unter

Abb. 81. Katholische Kirche in Herne.

einer Mittelstütze der darüberliegende Gebäudeteil als Monolith bei entsprechend steifer und zugfester Konstruktion der Säulen als ein Träger von dementsprechender Höhe wirkt.

Die Größe und Art der Senkung ist abhängig von der Abbauweise und von der Stärke des abgebauten Flözes, am gefährlichsten sind die nicht hinterfüllten Strecken, wo die Holzstützen verfaulen und das ganze verstürzt, an der Oberfläche kreisrunde Vertiefungen, sogenannte Bingen, bildet. Ein rationeller Bergbau mit Hinterfüllung des gewonnenen Flözes durch taubes Gestein erlaubt die Gewinnung der sonst verlorenen Schutzpfeiler und führt nur zu geringen gleichmäßigen Senkungen.

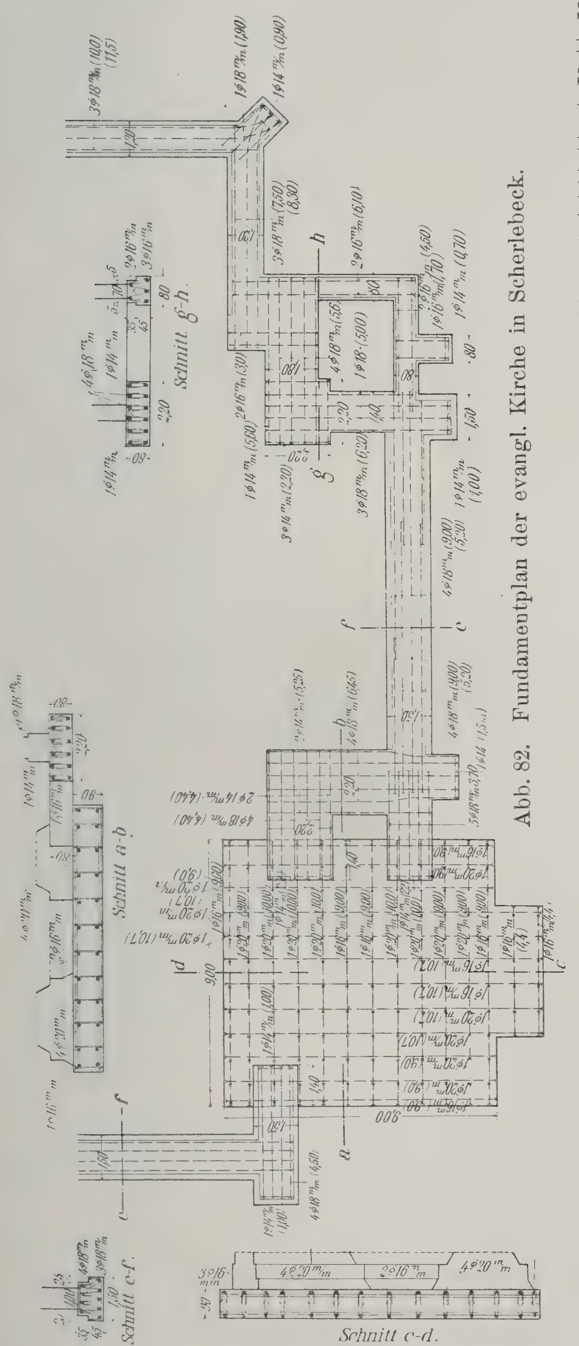


Abb. 82. Fundamentplan der evangl. Kirche in Scherlebeck.

Diese Senkungen werden z. B. bei den mit Pfeilerbau abgebauten Feldern im Wahlschieder Flöz der Grube Kronprinz im Saarrevier mit 35 cm, bei dem mit Versatz abgebauten mit 6 cm angegeben.

Für die Berechnung der Balken, die in der Form von Fundamentbanketten unter den Gebäudemauern liegen, gilt als Regel, daß unter denselben eine Sackung eintreten kann, durch welche der Balken 3 m freilagernd wird.

Die Berechnung wird unter Berücksichtigung einer vollen Einspannung durchgeführt. Die Abb. 80 zeigt ein im Jahre 1904 in Oberhausen erbautes Wohnhaus, das, trotzdem die Nachbarhäuser vielfach Risse aufwiesen, sich bisher sehr gut gehalten hat. Die in der Nähe der genannten Stadt befindliche Kirche in Alstaden ist in derselben Weise fundiert worden.[1])

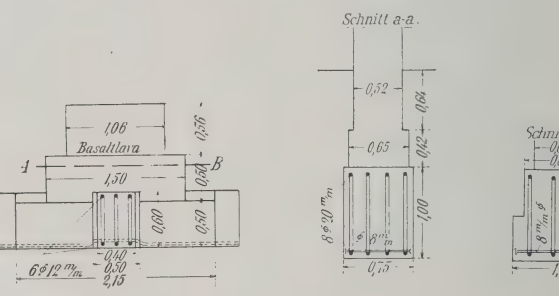
Von den vielen Bauten, die in Bergwerksgebieten zur Sicherung ihrer Fundamente ausgeführt wurden, seien in Kürze die folgenden erwähnt:

Von der Firma C. Brandt in Düsseldorf die Fundamente der Kirche in Holsterhausen bei Wanne, der Kirche in Herne (Abb. 81), der Kirche in Scherlebeck (Abb. 82) und der Kirche in Hordel. Bezüglich der letzteren schreibt mir die Firma Fried. Krupp A.-G.: Die Kirche ist 1907 erbaut und zeigt bisher keine Schäden. Zu bemerken ist, daß in der Nähe der

[1]) Beton u. Eisen 1907, S. 113, Abb. 2.

Kirche bisher nur in geringem Maße Abbau betrieben ist, dieser jedoch in den nächsten Jahren stärker einsetzen wird.

Von weiteren Ausführungen derselben Firma seien erwähnt: das Transformatorenhaus der Zeche Shamrock III/IV, die Reichsbank in Langendreer und der Speisesaal und Sattlerwerkstätte für Fried. Krupp A.-G. in Essen (Abb. 83); bezüglich des letzteren wird mir mitgeteilt, daß es sich um ein massives dreigeschossiges Gebäude handelt, das im Jahre 1905 mit Hilfe von schmiedeeisernen Säulen und Koenenschen Voutendecken errichtet wurde. Nach den ersten Setzungen haben sich einige kleine Risse in den Fensterbrüstungen der Lang- und Giebelwände eingestellt. Für die Stabilität des Baues ist es wohl der beste Beweis, daß sich dieselben im Laufe der Zeit weder erweitert, noch vermehrt haben.



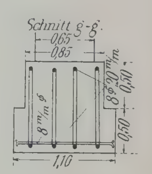


Abb. 83. Portierbau Fried. Krupp A.-G. in Essen.

Im Anschluß daran sei das im Jahre 1897 bis 1898 erbaute Kruppsche Privathotel „Essener Hof“ erwähnt, da sich unter der Baustelle teilweise schlechter Baugrund und auch Bergbau befindet.

Die in der Abb. 84 dargestellte Methode läßt ersehen, daß es sich hierbei noch um eine weitergehende Bewehrung wie in allen übrigen Fällen gehandelt hat. Das ganze Gebäude ruht auf einer 86 cm starken Betonplatte, welche mit einem Netz von 13 cm hohen Eisenbahnschienen und 1,30 m Maschenweite bewehrt ist; auf dieser Platte ruhen die Fundamentmauern des Gebäudes. In einer Höhe von 1,14 m liegt darüber noch eine zweite 20 cm starke Betonplatte, die ebenfalls mit Eisenbahnschienen in Abständen von 80 bis 90 cm bewehrt ist. Irgendwelche erhebliche Rißerscheinungen sind an diesem Gebäude nicht aufgetreten. Diese Arbeit wurde von Liebold u. Co. in Holzminden ausgeführt.

Abb. 84.
Fundierung des „Essener Hofes“.

Ein weiteres Beispiel, das besondere Anführung verdient, ist die Fundierung der Kirche in Rünthe i. W., ausgeführt von der Zementbau A.-G., Hannover.

Eine ältere Ausführung dieser Art findet sich am Elly-Schacht bei Seestadt in Böhmen. Dieselbe wurde zwar erst 1904 von dem Baumeister R. W. Dollhopf in Brüx hergestellt, stellte aber die ältere Form dieser Bauart dar. Der Name des Ortes sagt zur Genüge, daß in seiner Nähe ein von dem Flusse Biala gebildeter See vorhanden war und noch jetzt nach der vom Fürsten Lebkowitz vor

etwa hundert Jahren durchgeführten Regulierung in geringerer Ausdehnung weiter besteht, unter dem Seeboden befinden sich die Kohlenlager, und auf ihm mußten die Baulichkeiten, Rätter und Kohlenbrecher ausgeführt werden. Bei dieser Ausführung wurde zunächst ein Schwellrost hergestellt, über demselben eine Lage Beton eingebracht. Nunmehr wurde ein Rost aus Grubenschienen aufgebracht und die Platte auf eine Höhe von 50 cm ergänzt, schließlich wurden an besonders gefährdeten Stellen noch Eisentraversen Nr. 24 eingebracht und Betonrippen aufbetoniert.

Von Ausführungen der Firma Rella u. Neffe, Wien, aus Bergbaugebieten seien erwähnt:

Bei der 1902 erbauten Realschule in Osseg stieß man auf eine wasserführende Schwimmsandschicht, die jedoch verdämmt werden konnte. Da Bewegungen nicht aus-

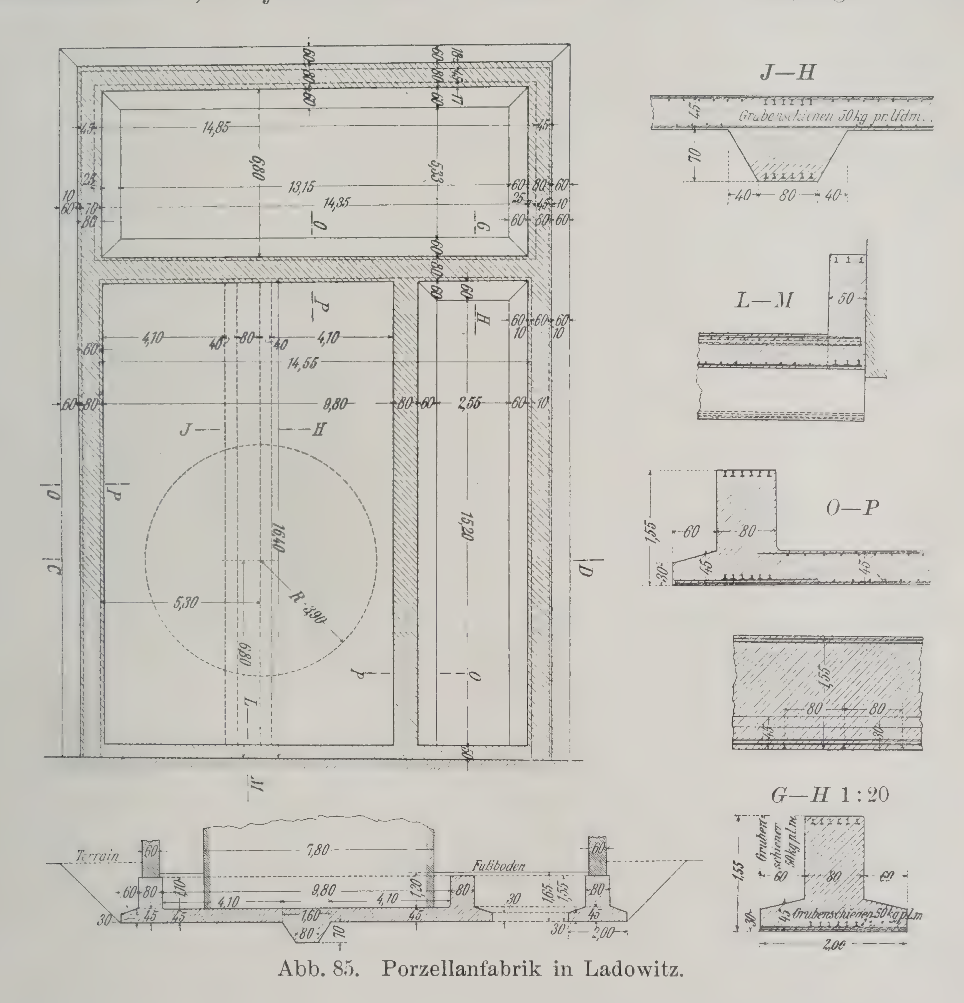


Abb. 85. Porzellanfabrik in Ladowitz.

geschlossen blieben, so wurde eine das ganze Gebäude unterstützende Platte aus Beton 1 : 6, 45 cm stark, ausgeführt und nach beiden Richtungen mit 14 mm-Eisen in Abständen von 10 cm bewehrt. Im selben Jahre wurde auch in dem nachbarlichen, durch Schwimmsandkatastrophen von 1896 bekannten Terrain das Kanzleigebäude des Brüxer Bergbau-Vereins in Brüx in ähnlicher Weise fundiert. Dasselbe hat 24,65 × 17,50 m = 431,375 m² verbauter Fläche, ist unterkellert und zwei Stockwerke hoch.

Der Baugrund, 2,80 m tief ausgehoben (+ 220,0 m S.H.), stand im Sande an und wurde durch 30 Bohrungen bis auf den Grundwasserspiegel, der in + 213,5 m S.H. festgestellt wurde, untersucht, zeigte an 4 Stellen Hohlräume von 0,5 bis 1,0 m Tiefe und zwei Längsspalten von 4 und 10 m Länge. Zwei Bohrungen wurden bis an den anstehenden Letten, 35,7 und 34,26 m tief, durchgeführt, wobei 4 bezw. 3 Schwimmsandschichten, 3,20 bis 14,3 m mächtig, durchstoßen wurden. Die Fundamente wurden durchgehend 1 m stark und für die Mittelmauer in Streifen von 2,50 m, für die Haupt- und Stirnmauern 1,90 m und für die Zwischenmauern 1 bis 1,20 m doppelt bewehrt. — Die Bewehrung bestand aus alten Huntebahnschienen (5 kg für 1 m), die in 30 bis 40 cm Entfernung voneinander in der Längsrichtung der Fundamente verlegt wurden. Die Bewehrung bildet so einen Rost innerhalb der Fundamentplatte. — Der Beton wurde im Mischungsverhältnis 1 : 4 : 4 hergestellt. Das Haus wurde 1903 fertiggestellt, und haben sich, wie durch Anfrage bei den Eigentümern festgestellt wurde, keinerlei Setzungserscheinungen seither ergeben.

Als drittes Beispiel aus dem böhmischen Braunkohlenrevier sei noch die Ofenhausfundierung in der Porzellanfabrik in Ladowitz angeführt, deren Einzelheiten die Abb. 85 darstellt.

Im Anschluß hieran und zur Vollständigkeit der Bauweise im Bergwerkterrain sei hier eine Beschreibung einer ganzen Platte angeschlossen, wie sie in dem nächsten Abschnitt ausführlich beschrieben sind.

Im Winter 1907/08 wurde seitens der Direktion der Witkowitzer Steinkohlengruben ein Wettbewerb auf die Gründungsarbeiten der Kohlenaufbereitungsanlage vom Anselmschacht bei Mähr.-Ostrau ausgeschrieben, bei dem lediglich ein Schichtenplan nach Abb. 86 sowie die vom Fundament zu tragenden Auflasten und deren wagerechte Abstände voneinander angegeben wurden, während dem Unternehmer hinsichtlich der grundsätzlichen technischen Behandlung vollkommen freie Hand gelassen blieb.

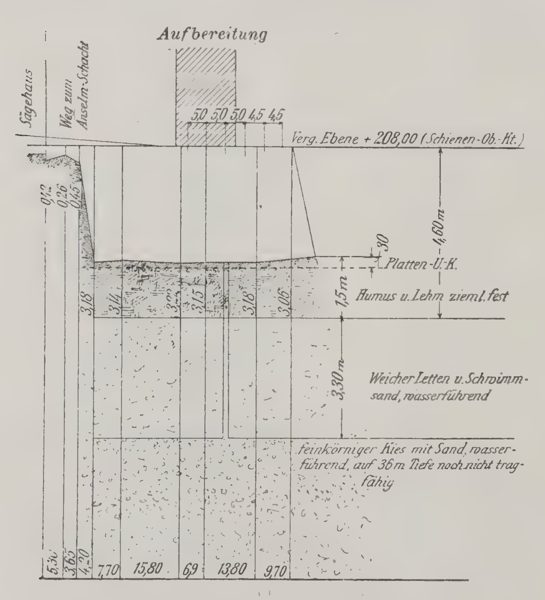


Abb. 86.
Fundamentschnitt in Mähr.-Ostrau.

Die Firma N. Rella u. Neffe hatte hierbei auf drei verschiedene Gründungsarten Angebote eingereicht und übernahm die folgende Ausführung, deren Mitteilung ich Herrn Direktor Colberg verdanke.

Aus Abb. 86 sind die Untergrundverhältnisse ersichtlich, welche man zur Zeit der Ausschreibung nur etwa bis zur Tiefe von 5 m untersucht hatte, indem man an der Hand der Bohrungsergebnisse aus dem dort dargestellten Bohrloch annahm, daß daselbst genügend tragfähiger Kiesboden sich vorfand, eine Vermutung, die sich später als vollkommen unzutreffend herausstellte. Unter Voraussetzung festen Untergrundes auf 4,8 m Tiefe unter Gelände (d. i. bis 8 m unter Schienenoberkante) wurden denn auch seitens der Firma zwei Entwürfe aufgestellt, deren einer die Übertragung der ungeheuren Einzellasten auf diesen Untergrund mittels abzusenkender Brunnen zu erreichen suchte, während der

zweite Entwurf Einzelfundamente unter entsprechender Verbreiterung der einzelnen Säulenfüße vorsah, wobei zwecks Ersparnis der Spundwände um diese einzelnen Fundamente herum das ganze System derselben in eine durch eine genutete Spundwand umgebene Baugrube eingeschlossen und der dazwischenliegende gesamte schlechte Boden ausgehoben werden sollte. Beide Ausführungen erwiesen sich infolge der hierbei erforderlichen beträchtlichen Wasserhaltungsarbeiten als zu teuer gegenüber einem dritten Entwurf einer hochliegenden durchlaufenden Platte, welche den Boden mit nur 0,9 kg/cm² beanspruchte. Die letztere Lösung barg schließlich auch die geringsten Gefahren hinsichtlich Wassereinbrüche infolge Maschinenstörungen und sonstiger nicht vorherzusehender Verhältnisse, auch war diese Ausführung in weit kürzerer Zeit zu bewältigen, welcher Umstand besonders in die Wagschale fiel, da die Ausführungsdauer eine außerordentlich beschränkte und die Jahreszeit, Anfang März 1908, eine denkbar ungünstige war, während der Bauherr zugleich bei Terminüberschreitungen eine hohe Buße sich ausbedungen hatte.

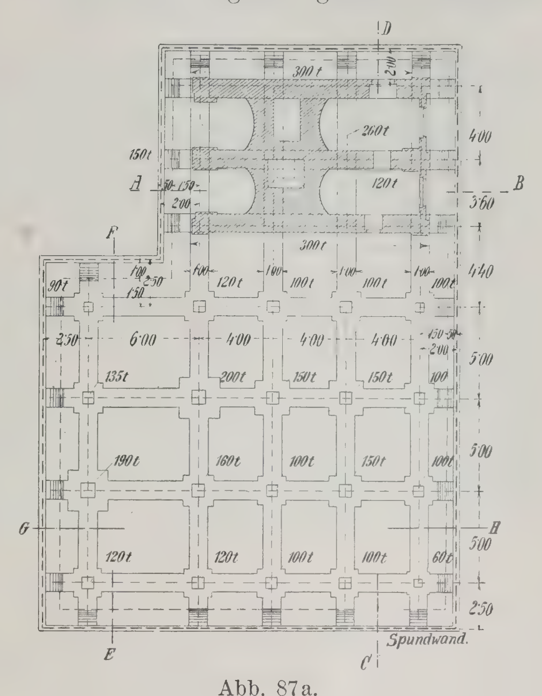


Abb. 87a.

Es ist als ein Glück zu bezeichnen, daß keine der beiden ersterwähnten Tiefgründungen zur Ausführung kam, da, wie nachträglich festgestellt wurde, selbst auf 36 m Tiefe noch kein tragfähiger Boden angetroffen wurde, indem die bei etwa 5 m vorgefundenen Kiesbestandteile viel zu geringfügig gegenüber dem Schwimmsandgehalt waren, um darauf einen Bodendruck von 3 kg/cm² dauernd ausüben zu können, Abb. 87a bis 87e zeigen den Grundriß bezw. die Querschnitte der ganzen Anlage, welche zwei Gruppen umfaßte, und zwar den breiteren Teil mit Auflasten von 60 bis 200 t auf die Säulenfüße und den kleineren Teil mit Einzellast bis 300 t. Bei der ursprünglichen Ausschreibung waren auch noch für ein zur Linken des unteren Teiles gelegenes System von Säulen die Gründungsarbeiten in Beton vorgesehen, doch wurden unter diesem Teil, da nur Einzellasten von 20 bis 50 t auftreten, durch eine andere Firma Holzpfähle geschlagen und auf dieselben Betonpfeiler aufgesetzt.

Abb. 87b. Schnitt E-F.

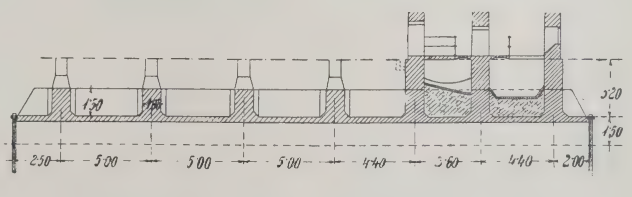


Abb. 87c. Schnitt C-D.

Wie bereits erwähnt, kam als billigste Lösung eine hochliegende, biegungsfeste

Eisenbetonrippenplatte zur Ausführung, bei deren Herstellung auch die ziemlich feste oberste Humus- und Lehmschicht möglichst unberührt gelassen, d. h. zwecks Abgleichung und Entfernung der lockersten obersten Teile nur auf eine verglichene Stärke von 30 cm abgetragen wurde. Da mit geringen Setzungen der Platte als Ganzes unbedingt zu rechnen war und seitens des Bauherrn nur gegen ungleiche Setzungen Sicherheit gefordert wurde, so war man bestrebt, durch Herstellung einer genuteten Spundwand um die Außenränder der Platte herum die infolge verschiedener Grundwasserstände eintretenden Durchströmungen des Untergrundes unter der Platte unschädlich zu machen, indem durch diese bis auf 5 m hinabreichende Spundwand ein Abschwemmen der Sandteilchen verhindert wurde, ebenso wie auch einem Ausweichen der zwischen den Spundwänden liegenden Sandmassen infolge Einwirkung der bedeutenden Auflasten durch diese Spundwand Einhalt getan war, da die unteren Enden derselben in den etwas festeren kiesigen Sandboden hinabreichten. Da bei der Montage des eisernen Überbaues der Kohlenwäsche die Belastung naturgemäß sehr unregelmäßig, also nicht in der Weise erfolgte, wie sie dem endgültigen Belastungszustand entsprach, so sind anfangs wohl auch vereinzelt ungleiche Setzungen aufgetreten, doch blieben dieselben stets innerhalb der Grenzen der elastischen Durchbiegung und gleichen sich später im Untergrund aus, so daß irgendwelche Störungen nicht eintreten.

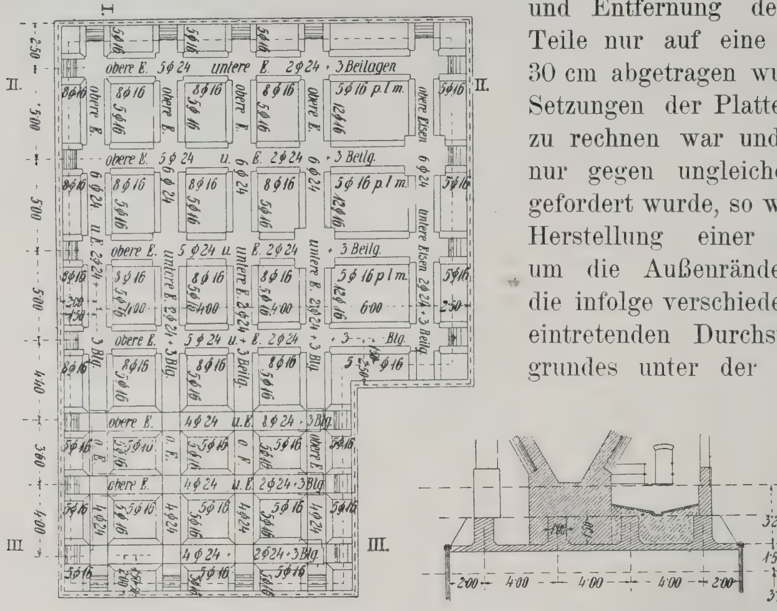


Abb. 87d. Aufbereitungsanlage. Abb. 87e. Schnitt *A-B*.



Abb. 87f.

Weiterhin zeigte sich, daß die Setzungen im Laufe der Monate einen Gleichgewichtszustand erreichten, so daß die Platte heute als vollkommen zur Ruhe gekommen

gelten darf und somit ihrer Bestimmung voll entsprochen hat. Die Berechnungsweise der Rippenplatte gestaltet sich unter Voraussetzung eines gleichmäßig nachgiebigen Untergrundes einfacher, als es auf den ersten Blick den Anschein hat, indem trotz der Kontinuität der Rippen stets statische Bestimmtheit vorhanden ist, da das Ganze nur als ein umgekehrtes System von durchlaufenden Balken aufgefaßt zu werden braucht, deren Stützendrücke (die nachmaligen Säulenauflasten) bekannt sind, während die gleichmäßige Bodenreaktion die gleichmäßig verteilte Auflast des Balkensystems darstellt.

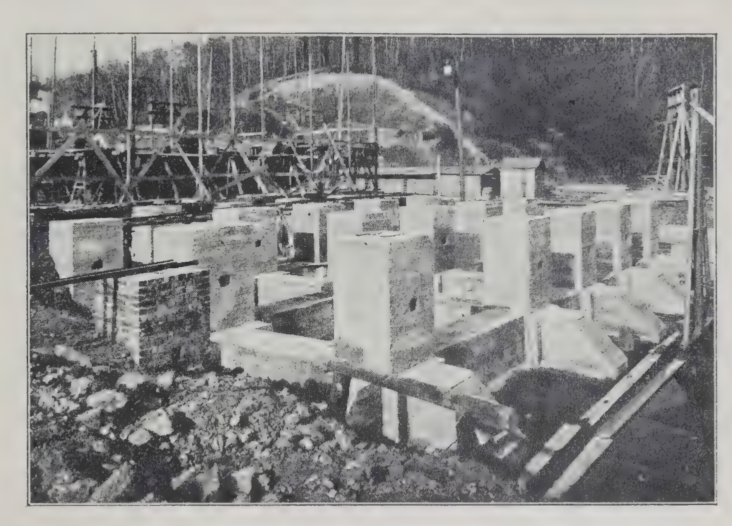


Abb. 87g.

In den Schnitten *A—B*, *C—D*, *E—F* (Abb. 87b, c u. e) sind die auf diesem Wege unter Annahme mäßiger Beanspruchungen ermittelten Bemessungen, nämlich 35 cm Stärke der Platte, 1,50 m Höhe der Rippen über derselben bei einer Breite von 1 m, ersichtlich. Trotz äußerst widriger Witterungsverhältnisse, und zwar sowohl Kälte wie Regenwetter, welche ein Anwärmen von Kies und Anmachewasser sowie eine sorgfältige

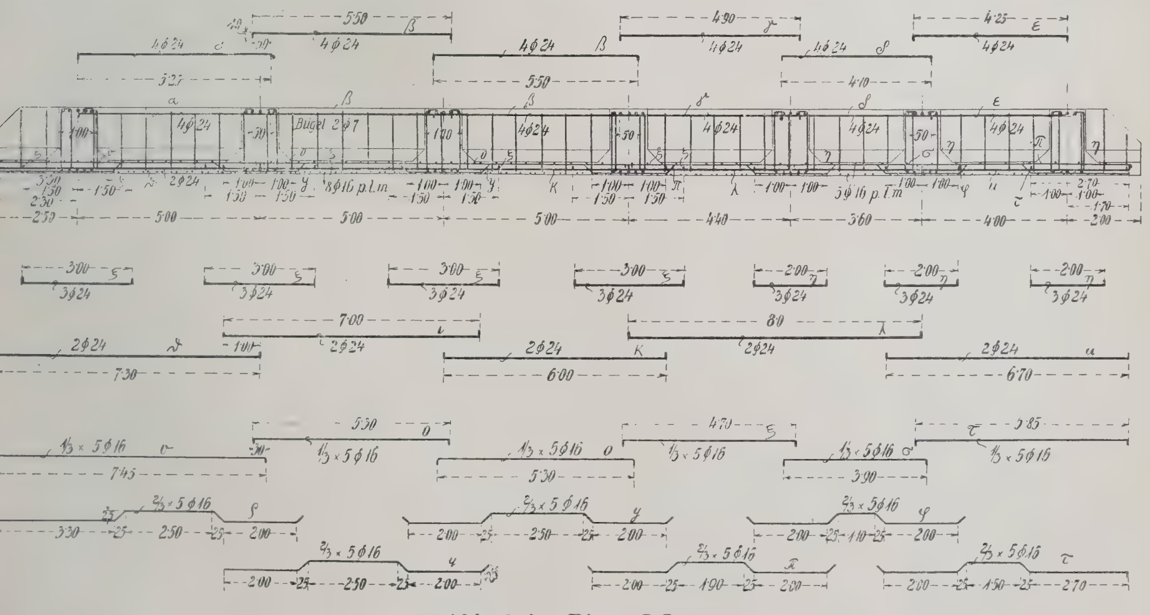


Abb. 87h. Rippe I-I.

Abdeckung bezw. Überdachung des Arbeitsfeldes nötig machten, wurde die gesamte Arbeit in 5 Wochen fertiggestellt, d. i. in der Zeit von Mitte Februar bis 20. März 1908,

so daß die Montage der Eisenaufbauten bereits Mitte März in Angriff genommen werden konnte.

Über den Kreuzungspunkten der Rippen wurden Stampfbetonpfeiler hergestellt, in welchen senkrechte Schächte für die Fußverankerungen der eisernen Aufbauten ausgespart wurden. Der über der Platte zwischen den Rippen bezw. Säulen verbliebene Raum bis Schienenunterkante wurde mit Kies bezw. Grubenabraum erfüllt und hierauf die Gleise vorgestreckt.

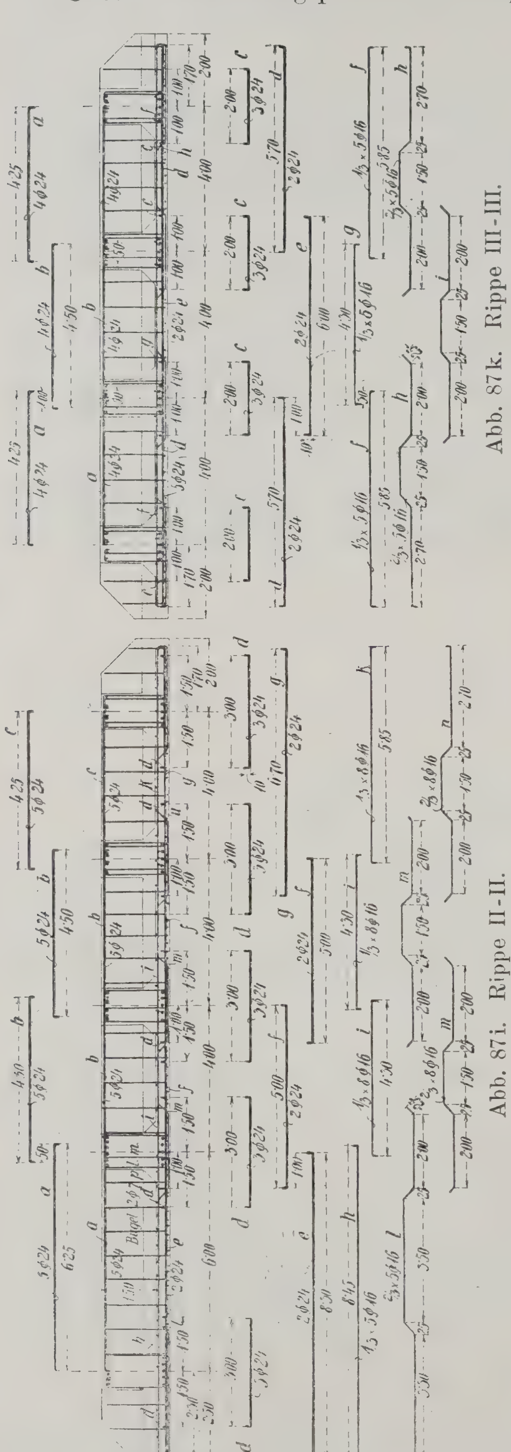


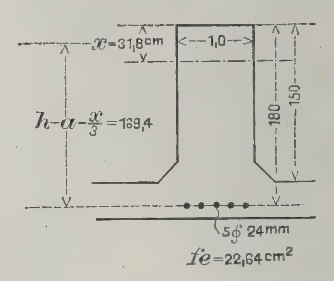
Abb. 87 k. Rippe III-III.

Abb. 87 i. Rippe II-II.

Erwähnt sei noch, daß die Beschaffung der Spundbohlen eine derartig schwierige war, daß man sich entschloß, die vierkantigen Bohlen mittels der Kreissäge als Spundbohlen zuzurichten. Die Abb. 87 f u. g veranschaulichen die fertige Platte mit den eisernen bezw. Ziegelmauer-Aufbauten.

Kurze Berechnung eines Hauptträgers.

Ein Rost von 5 Rippen je 20 m und 4 darauf rechtwinklig laufenden Rippen je 22,5 m (zusammen 190 m Rippenlänge) trägt 20 Einzellasten in der Größe von 60 bis 200 t, insgesamt 2445 t Nutzlast. Somit entfällt für 1 lfd. m Rippenlänge durchschnittlich $\frac{2445}{190} = 12{,}9$ t/lfd m. Die Rippen sind als kontinuierliche Träger bewehrt.



Die größte Rippenentfernung beträgt 6 m. Dem Stützmoment von $\frac{6^2 \cdot 12{,}9}{12} = 38{,}7$ mt entsprechen bei nebenstehenden Bewehrungen die nachstehend ausgewiesenen Beanspruchungen

$$\sigma_e = \frac{3870000}{169{,}4 \cdot 22{,}62} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 3870000}{169{,}4 \cdot 100 \cdot 31{,}8} = 14{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

In Balkenmitte ist in jedem Trägerfeld eine obere Bewehrung von 4 bis 6 R.-E. 24 mm vorgesehen, welche für die weitaus kleineren Mittelmomente gegenüber den Stützmomenten sehr reichlich bemessen ist.

Die unter dem Balken liegende, druckverteilende Platte besitzt ein Ausmaß von $20 \cdot 22{,}5 = 450$ m² und trägt außer der Nutzlast von 2445 t noch 190 m Balken je 3,6 t, zusammen 3110 t oder $\frac{3110}{450} = 6{,}9$ t/m². Im vorliegenden Fall ist die Platte zwischen den massiven Rippen als vollkommen unbeweglich eingespannt angenommen worden.

Bei der Plattenfreilage von $3{,}00 \cdot 4{,}00$ m herrscht im Plattenmittel das Mittelmoment

$$M = \frac{6{,}9 \cdot 3{,}00^2}{24} \cdot \frac{4^4}{4^4 + 3^4} = \mathbf{1{,}96\ mt.}$$

$$\sigma_e = \frac{196\,000}{30{,}2 \cdot 10{,}055} = 650 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 196\,000}{30{,}2 \cdot 8{,}5 \cdot 100} = 15{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

In den Ecken sind kräftige Vouten vorgesehen worden.

Die Pressung des Bodens setzt sich somit zusammen aus der oben ausgewiesenen Plattenbeanspruchung von 6,9 t m² und dem Gewicht der Platte, das ist $0{,}35 \cdot 2{,}4 = 0{,}84$ t/m², also insgesamt 7,74 t/m² oder 0,774 kg/cm². Eine Bodenpressung von 1,00 kg/cm² war als zulässig erklärt worden.

Denselben Verhältnissen hatte die Firma beim Theaterbau in Mährisch-Ostrau zu begegnen, wo mit der Möglichkeit des Auftretens von Bingen zu rechnen war, das sind plötzlich auftretende Trichter in dem unterminierten Terrain, in die ein kleines Häuschen hinein verschwinden kann. Die Rechnung wurde hier mit der Annahme durchgeführt, daß unter der Platte (25 × 40) sich eine Höhlung von 12 m Durchmesser bilden könnte. Dieselbe wurde 1 m stark gemacht und mit 20 mm-Rundeisen nach zwei Richtungen bewehrt. Der Bodendruck betrug 0,76 kg/cm². Schließlich sei noch die 1905 von A. Vetterlein u. Co. in Glauchau erbaute Villa des Generaldirektors der Herzoglich Pleßschen Bergwerksdirektion in Schloß Waldenburg und die nach System Eggert erbaute 40 cm starke Fundamentplatte des Bureaus der Donnersmarkhütte, beide in Schlesien, erwähnt. Die Zahl der Beispiele aus Bergwerksgegenden des Rheinlandes, Belgiens usw. ließe sich beliebig lang fortsetzen.

Als ein Beispiel der Bauten längst Rutschlehnen diene Abb. 88 ein von der Firma Janesch & Schnell für

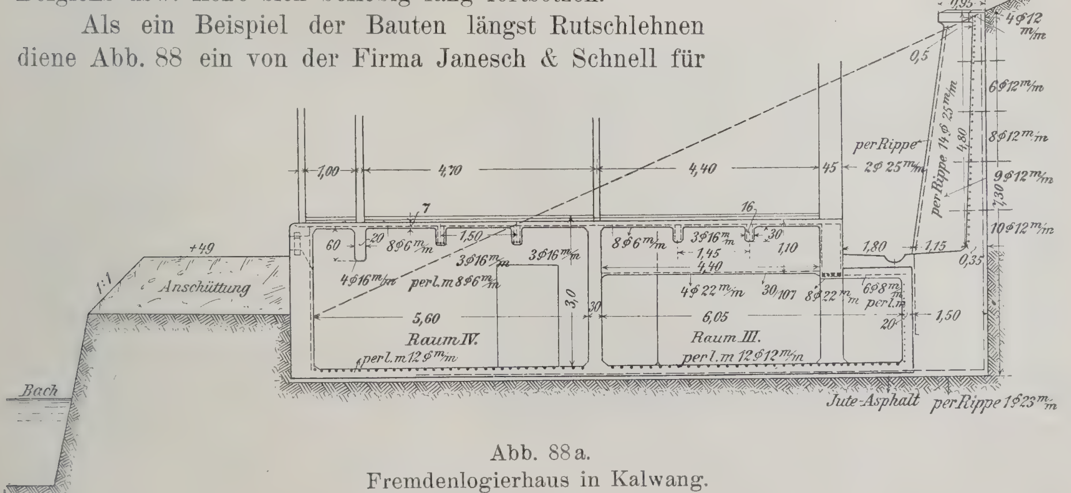


Abb. 88a.
Fremdenlogierhaus in Kalwang.

den Bergrat R. Guttmann ausgeführte Bau einer Villa für Besucher in Kalwang. Dieselbe ist mit einer besonderen Stützmauer als Schutz versehen worden und dabei ist die Platte als wasserdichter Keller ausgebildet.

Ein weiteres Beispiel findet sich in Bd. III, Abschnitt Röhren, 1. Aufl., angeführt, wo es sich darum handelte, über einen im Rutschen befindlichen Eisenbahndamm einen Ent-

Abb. 88b. Fremdenlogierhaus in Kalwang.

wässerungskanal herzustellen und so gleichzeitig das die Rutschung hervorrufende Wasser abzuführen. Zu diesem Zwecke wurde dort in Comitini (Sizilien) ein röhrenförmiger Träger von 20 m Spannweite hergestellt, der an den Enden unterstützt war. Die Pläne des Tragwerks und des Rohrs finden sich in Kapitel VI g (Abb. 116 bis 118) vor. Die beistehende Abb. 89 zeigt uns die fertige Röhre vor der Herstellung des neuen Dammes.

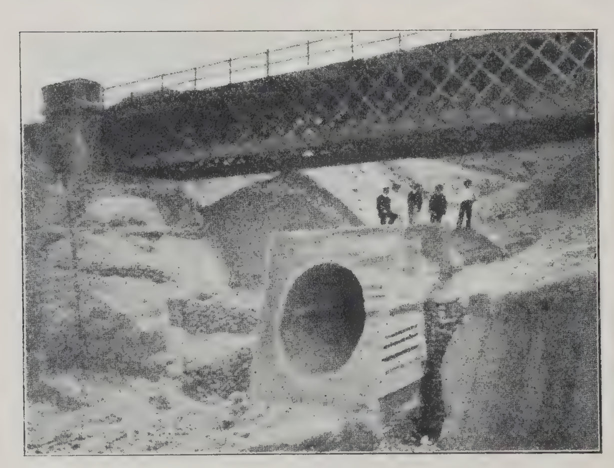


Abb. 89. Durchlaß in Comitini als Träger über Rutschterrain ausgebildet.

Es sei hier auch auf das Kapitel Bergbau im Band VI der zweiten Auflage des Handbuchs aufmerksam gemacht, wo sich die Schachtanlage in Marlis dargestellt vorfindet. Dort wurde der Schacht auf derartige Träger aufgehängt.

Es geht nicht immer an, das Bauwerk nur so stark herzustellen, daß es die Bewegungen der Rutschungen mitmachen kann, sondern man muß dort, wo es an naheliegenden Stützpunkten mangelt, versuchen, diese Rutschungen zu verhindern. Dies ist natürlich nur in der Weise möglich, indem man sich auf tiefere, nicht in Bewegung befindliche Schichten stützt. Zur Vollständigkeit sei auch eine solche Fundierung im

Rutschterrain hier kurz erwähnt, und zwar an der Hand eines Beispiels, das die Boomer Kohlen-Gesellschaft im Jahre 1903 ausgeführt hat.[1]) Es handelte sich dabei darum, eine Kettenförderungsanlage gegen Bodenbewegungen sicherzustellen, die sowohl die Unterlagen des Fördergerüstes, wie auch des Förderhauses zu zerstören drohten.

Den zur Fundierung des Gerüstes gewählten Typ stellt Abb. 90a dar. In diesem Falle geschah die Verankerung an einem bergwärts gelegenen Betonblock.

Es wurde weiter durch eine keilförmige Grundrißform die Kraft des Bodenstroms teilweise abgelenkt.

Für das Förderhaus wurde das ganze Terrain durch eine Reihe von Quermauern so unterteilt, daß jede von ihnen nur einen Teilschub aufzunehmen hatte, den sie aufzuhalten imstande war (Abb. 90b).

Abb. 90a. Fundierung einer Förderanlage.

Platten unter ganzen Gebäuden.

Diese Ausführungsformen entwickeln sich logisch aus den oben behandelten Platten bei kleinen Objekten durch das Anwachsen der entsprechenden Abmessungen. Diesen ist eine natürliche Grenze dadurch gesetzt, daß zu große Abmessungen der Grundplatte den Boden allein schon zu stark belasten und so einen wesentlichen Vorteil der Anordnung vorwegnehmen. Man ist daher bald gezwungen, von der vollen Platte zur Rippenplatte überzugehen. Das sind Formen, die sich von den im vorangehenden Abschnitt beschriebenen Fundierungen nur dadurch unterscheiden, daß der Plattenrost durch eine durchgehende dünnere Platte verbunden wird.

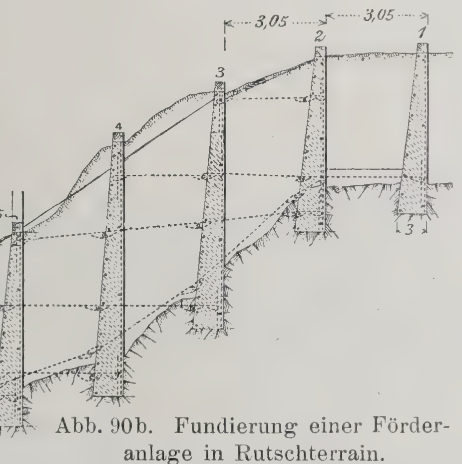


Abb. 90b. Fundierung einer Förderanlage in Rutschterrain.

Behufs statischer Berechnung solcher Platten ist man immer gezwungen, eine Übertragungsreihenfolge anzunehmen, wie sie bei der Herstellung von solchen Rippen unter dem Gebäudegrundriß am deutlichsten zum Ausdruck kommt, die aber auch dort, wo diese Unterteilung nicht ersichtlich ist, als vorhanden angenommen wird. Die mathematische

[1]) Eng. News 1908, 21. Mai, S. 573.

Behandlung ist die umgekehrte wie bei Decken, und es vereinfacht die Vorstellung, wenn man sich das Gebäude umkehrt. Sie verlangt, die vorhandenen oder angenommenen Stützendrücke und Mauerlasten mit der Annahme einer nahezu gleichmäßigen Verteilung des Bodendrucks auf den dazwischen befindlichen Fundierungsplatten tunlichst in Einklang zu bringen. Um dies zu erzielen, gibt es zwei Wege, die sich wie eine regula falsi benutzen lassen. Man nimmt eine bestimmte Bodenbelastung an und trägt die den vorhandenen Lasten entsprechenden Flächen zentrisch unterhalb derselben auf, man versucht nun, eine Aufteilung der vorhandenen Flächen vorzunehmen, deren Größe sich so variieren läßt, daß sie mit den benötigten Druckflächen in Einklang kommt. Man gelangt so zu einem beiden Forderungen gerecht werdenden Kompromiß, wenn nicht anders, so auch durch kleine Abweichungen von der angenommenen mittleren Bodenbelastung. Der zweite Weg ergibt sich in umgekehrter Reihenfolge, indem man eine Aufteilung der vorhandenen Flächen auf die Stützpunkte vornimmt und die sich so ergebende Druckverteilung berechnet; man sieht auf diese Weise, ob und wo eine Änderung nottut. Auf Grund der nun einmal gemachten Annahmen werden die Moment- und Scherkräfte bei den Balken und Platten bestimmt. Diese werden dann ebenso bewehrt, wie dies in mehreren Beispielen weiter unten dargestellt ist. Man nimmt dabei stillschweigend an, daß das ganze System von Balken sich den gemachten Anforderungen durch eine dementsprechende Form der Durchbiegung anpassen muß, weil diese Form dem Minimum an Arbeit entspricht.

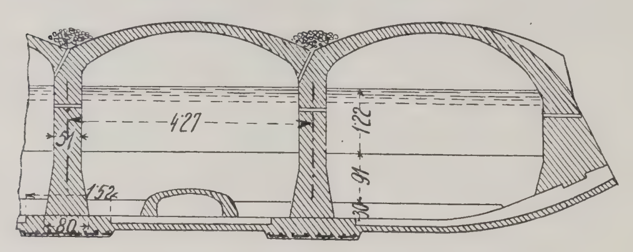


Abb. 91 a. Behälter in Pittsburg.

Nimmt die notwendige Tragfläche die zwischen den Rostflächen übriggebliebenen Maschen nicht voll in Anspruch, so bleibt es immer noch eine wahrscheinliche Ökonomie, wenn man dieselben vollständig schließt und so den Bodendruck, wenn auch nur örtlich, noch weiter herabsetzt, weil eine durchgehende Zwischenkonstruktion leichter herzustellen ist und verläßlicher wirkt wie eine Ausladung. Die Berechnung der Rostbalken findet sich in den Beispielen ausführlich dargestellt vor. Es sei hier nur noch auf die Berechnung der zwischen den Rippen anzuordnenden Platte mit ein paar Worten eingegangen. Vorher sei noch jener eingangs erwähnten Übergangsformen kurz gedacht, die die im vorangehenden gegebenen Beispiele ergänzen sollen.


Abb. 91 b. Behälterboden im Bau.

Die einfachste Form entsteht dadurch, indem man unter den Gruppenplatten in Eisenbeton eine durchgehende Betonplatte legt. Diese Form findet sich häufig bei Reservoiren vor, wo die Einschaltung einer Bewehrung nur den Zweck hat, daß sie die Säulenlasten soweit verteilen sollen, daß keine schädlichen Ungleichmäßigkeiten in den Bodenpressungen entstehen können. Beispiele solcher Anordnungen zeigen die Abb. 53. Hier sei noch die Abb. 91b angeführt, welche uns die Filterreservoire[1]) in Pittsburg darstellen. Das Bild Abb. 91b zeigt deutlich die schachbrettförmige Anordnung der Säulenfüße und die dazwischenliegende dünne Betonplatte.

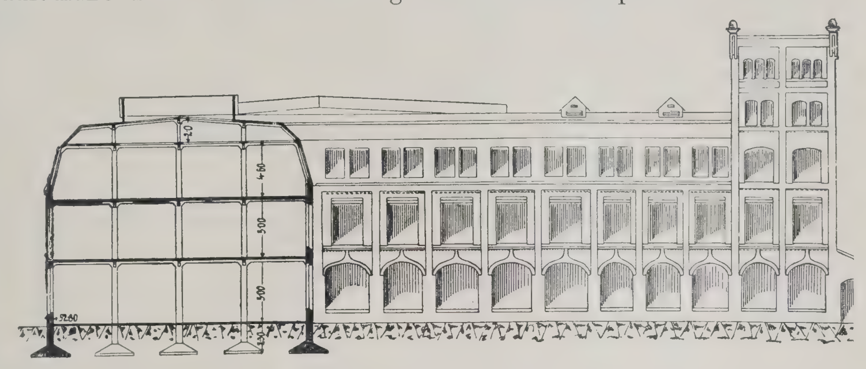


Abb. 92a. Längsschnitt.

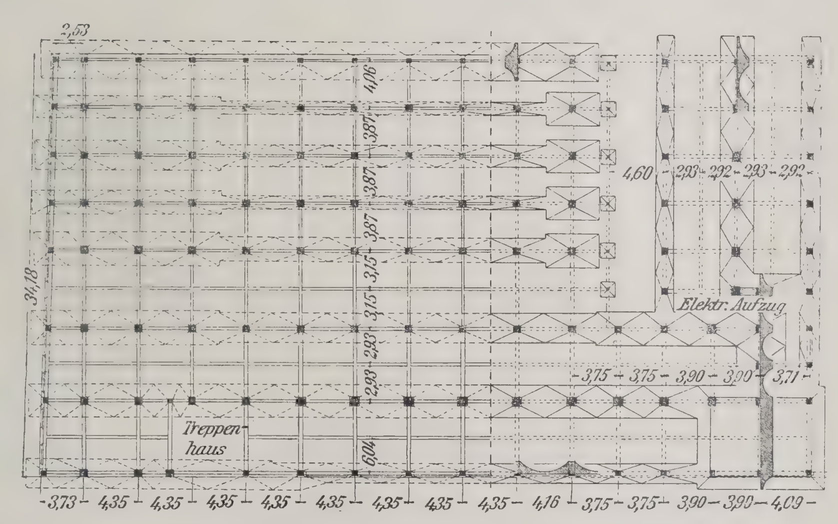


Abb. 92b. Grundriß. Fabrik von Benecke-Vinnhorst.

Von den ersterwähnten Gruppenplatten zum Plattenrost und endlich zur vollständig durchgehenden Platte führen alle möglichen Varianten. Sie ergeben sich, wenn die von den Säulen oder Mauern ausladenden Eisenbetonplatten sich gegenseitig verbinden, sei durch ein Näherrücken der Unterstützungspunkte, sei es durch ein sekundäres System von Eiseneinlagen (Abb. 103), die rostförmig oder vollständig übergreifen, wie dies in der vorangehenden Abbildung bereits angedeutet ist. In der Abb. 92 finden sich die einzelnen Säulenfundamente zum Plattenrost vereinigt und diese Streifen so nahe aneinandergelegt, daß nur wenig mehr von der übrigen Fläche verbleibt. Dieses Beispiel ist die Fabrik von Benecke-Vinnhorst,[2]) ausgeführt von der Firma R. Grastorf in Hannover. Einen Schritt weiter ist man bei der Fundierung des Speichers im Tempelhofer Hafen am Teltowkanal,[3]) ausgeführt von Holzmann u. Co. in Frankfurt a. M. (Abb. 93), gegangen. In diesem Falle wurde zwischen den Säulen ein sich kreuzender Rost von Platten gelegt, der von dem

[1]) Engineering Record 1909, 18. September, S. 312.
[2]) Beton u. Eisen 1908, Heft II, S. 28, Tafel III.
[3]) Beton u. Eisen 1908, Heft XII, S. 296, Tafel XXII.

Boden nur die so entstandenen Vierecke freiläßt. In der Höhe der Gründungsunterkante wurde am Bauplatze auf der Ostseite ein feiner Sand, auf der Westseite Ton vorgefunden, der für eine Belastung von 2,5 bis 3 kg/cm² geeignet befunden wurde. Die Gesamtbelastung, die auf einer Stütze ruhte, betrug 431,7 t. Die Sohlenfläche der Stütze 16 m². Es war demnach die maximale Bodenbelastung rund 2,7 kg/cm².

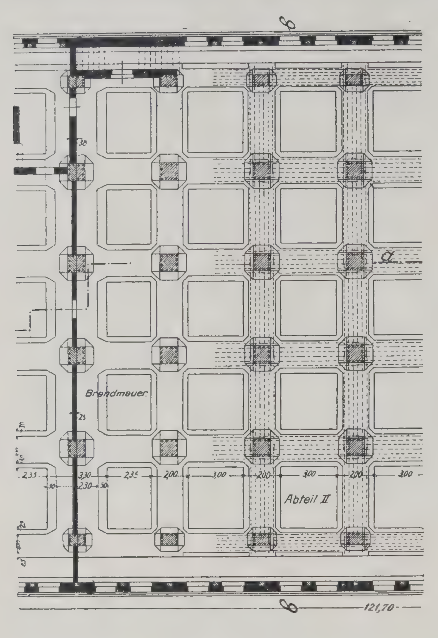


Abb. 93a.

Um bei einer verschiedenartigen Belastung der Boden eine annähernd gleichmäßige Belastung des Untergrundes zu erzielen und Risse im Gebäude möglichst zu vermeiden, sind die Grundplatten der einzelnen Säulenreihen sowohl in der Quer- wie in der Längsrichtung des Gebäudes in einer Breite von 2 m durchgehend ausgeführt.

Um nun die Übertragung der senkrechten

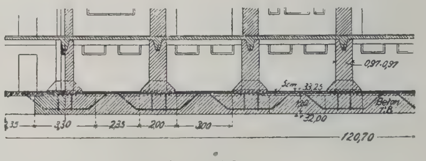


Abb. 93c.

Kräfte auf die Verbindungsbalken zwischen den einzelnen Betonsäulen noch sicherer zu gestalten, sind erstere durch Einlage von 2,6 cm starken Rundeisen verstärkt.

Abb. 93a bis c. Speicher am Teltower Kanal.

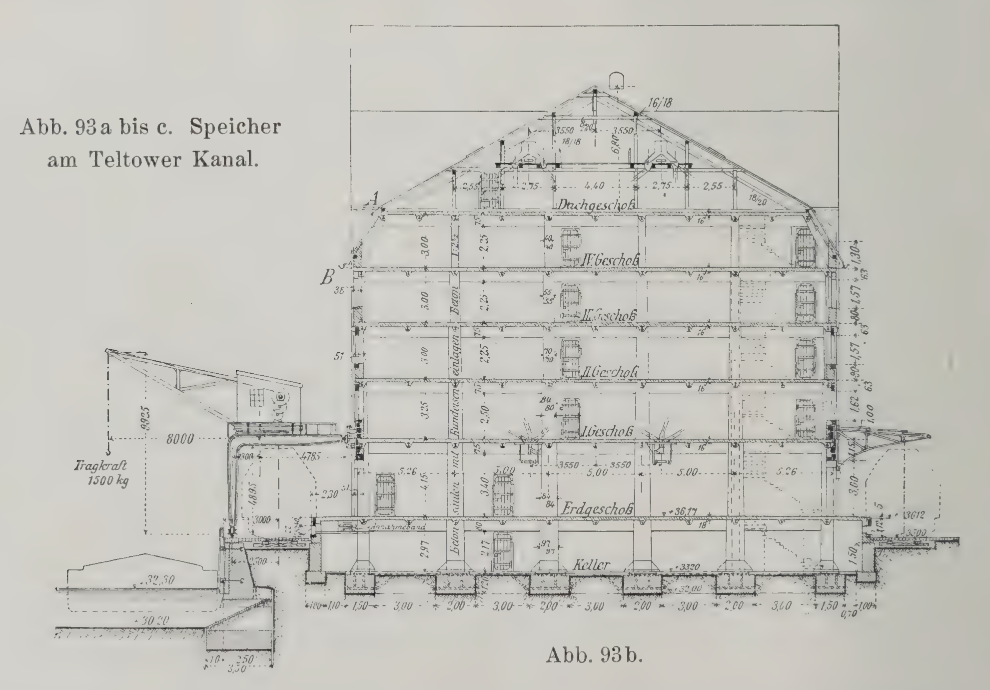


Abb. 93b.

Nimmt man an, daß der von den Betonsäulen übertragene Druck sich entsprechend der unteren Abschrägung der Säulen unter rd. 45° nahezu gleichmäßig auf die ganze

Breite der Grundplatte von 5,0 m verteilt, so wird das zwischen den abgeschrägten Füßen der Säulen liegende Balkenstück von 3,10 m Länge durch die Bodenpressung eine Biegungsbeanspruchung nach oben erleiden. Diese Bodenpressung beträgt bei voller Belegung sämtlicher Boden, wenn das Betongewicht des Fundaments und die Nutzlast im Keller abgezogen werden, weil dieselben die Biegungsbeanspruchung nicht vergrößern,

$$\sigma_b = \frac{431{,}70 - 38{,}40 - 5{,}0 \cdot 5{,}0 \cdot 1{,}5}{5{,}0 \cdot 2{,}0 + 3{,}0 \cdot 2{,}0 = 16 \text{ m}^2} = 22{,}80 \text{ t/m}^2 = 2{,}28 \text{ kg/cm}^2;$$

dementsprechend ist die gesamte, nach oben wirkende Belastung des 3,10 m langen Balkens

$$P = 22{,}80 \cdot 3{,}1 \cdot 2{,}0 = 141{,}36 \text{ t}$$

und das Biegungsmoment unter Berücksichtigung der Einspannung

$$M = \frac{Pl}{10} = \frac{141\,360 \cdot 310}{10} = 4\,382\,160 \text{ kgcm}.$$

Es sind in jedem Betonbalken 6 Stück 2,6 cm starke Rundeisen mit einem Gesamtquerschnitt von

$$f_e = 31{,}86 \text{ cm}^2$$

vorhanden. Der Abstand der neutralen Schicht von Balkenunterkante berechnet sich nach der Formel

$$x = \frac{n f_e}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_e}} - 1\right)$$

zu

$$x = 20{,}65 \text{ cm}.$$

Hieraus erfolgt die Beanspruchung des Betons zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 4\,382\,160}{200 \cdot 20{,}65 \left(120 - 10 - \frac{20{,}65}{3}\right)} = 26 \text{ kg/cm}^2$$

und des Eisens zu

$$\sigma_e = \frac{4\,382\,160}{31 \cdot 86 \left(120 - 10 - \frac{20{,}65}{3}\right)} = 1300 \text{ kg/cm}^2.$$

Die auftretenden Beanspruchungen bleiben innerhalb der seinerzeit erlaubten Grenzen, die immer noch weit niedriger sind als die ersten — tadellosen — Ausführungen Hennebiques. Man ist bekanntlich in den neuesten Vorschriften vorsichtiger geworden. Ob mit Recht oder nicht, sei hier nicht erörtert. Jedenfalls ist eine niedrige Ziffer eine weitere Sicherung gegen weniger solide Ausführungen, und müssen unter dieser Vorsicht solide Firmen und die ganze Bauwelt leiden.

Denkt man sich den äußerst ungünstigen Fall, daß die zu einer Säule gehörigen 25 m² Lagerfläche durch sämtliche Stockwerke hindurch voll belastet, während ringsum die Boden unbelastet sind, so ergibt sich eine Mehrbelastung dieser Säule zu

$$P = 5 \cdot 25 \cdot 1{,}5 + 25 \cdot 2{,}0 \text{ t} = 237{,}5 \text{ t}.$$

Die Mehrbelastung tritt in der Grundplatte als Scherkraft auf und wirkt auf 4 Grundplattenquerschnitte mit einer Fläche

$$F = 4 \cdot 1{,}20 \cdot 2{,}0 = 9{,}6 \text{ m}^2.$$

Die Scherbeanspruchung beträgt also ohne Rücksicht auf die Eiseneinlage

$$\sigma_s = \frac{237{,}5}{9 \cdot 6} = 2{,}47 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur weiteren Sicherheit sind von den 6 Stück oben in der Grundplatte liegenden Rundeisen an den Säulen je 2 Stück nach unten gebogen, um Zugbeanspruchungen, die an dieser Stelle durch zu große Verschiedenheiten des tragenden Untergrundes und hieraus erfolgte Setzungen auftreten könnten, aufzunehmen.

Die Ausführung der Fundamente geschah in der Weise, daß zunächst etwa 9700 m³ Bodenmassen zwischen den Ord. + 35 und + 32,50 N. N. mittels eines Trockenbaggerbetriebes in etwa 14 Tagen ausgehoben wurden. Weitere etwa 1100 m³ Bodenmassen, die zwischen den Ord. + 32,50 und + 32 zu entfernen waren, wurden von Hand abgegraben. Die Baugrube war vollkommen trocken. Vor der Vollendung der Fundierungsarbeiten wurde kein Wasser in das nebenliegende Hafenbecken des Teltowkanals eingelassen.

Die Fundamentteile waren 1,2 m hoch (Ord. + 32 bis + 33,20 N. N.). Sie wurden aus Zementkiesbeton des Mischungsverhältnisses 1 : 8 hergestellt und enthielten zusammen etwa 35 t Eiseneinlagen aus Rundeisen von 26 mm Durchm. Die Eisenstäbe wurden an den Enden in üblicher Weise umgebogen und 25 cm über der Fundamentsohle eingelegt.

Die Außenflächen der Fundamentkörper erhielten einen Anstrich aus einem heißen Gemisch von $^3/_4$ Teilen Goudron und $^1/_4$ Teil Teer.

Die ganze Arbeit war in etwa 8 Wochen beendet.

Die Baukosten der Grundplatte mit der Bodenausschachtung betrugen rund 102 000 Mark, d. i. 34 Mark für 1 m².

Wenn wir von diesen Übergangsformen absehen, wo von der ganzen Eisenbetonplatte nur das Gerippe und damit zusammenhängende ausladende Verbreiterungen ausgeführt wurden, so geschieht in allen anderen Fällen die Übertragung des Bodendrucks durch eine die ganze Fläche der so geschaffenen Maschen ausfüllende Platte.

Zur Theorie der allseitig aufgelagerten Platten.

Es ist erst dieser Tage durch Versuche des Österr. Eisenbeton-Ausschusses erwiesen worden, daß mit sehr einfachen Hilfsmitteln eine vollständige Einspannung erzielt werden kann. Man kann daher mit Recht vermuten, daß man auch bei allseitig aufliegenden Platten der Wirklichkeit näher kommt, wenn man bei entsprechender Anordnung, wie sie sich leicht herstellen läßt, eine vollständige Einspannung voraussetzt, weil selbst bei einer Freiauflagerung eine gewisse gegenseitige Verspannung unvermeidlich ist. Alle Rechnungen, die Freiauflagerung annehmen, sind demnach etwas zu ungünstig, so z. B. auch die folgende, zuerst von Bach angegebene Näherungsmethode.

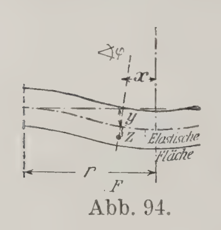


Abb. 94.

Denken wir uns für den einfachsten Fall durch die freiaufliegende kreisrunde Platte einen Meridianschnitt gezogen (Abb. 94). Alle Normalspannungen für diese Schnittfläche lassen sich zu einem Kräftepaar zusammenfassen, ähnlich wie bei einem Balken. Denken wir uns nun die Platte gleichmäßig für eine Flächeneinheit mit dem Druck p belastet, so ist die Größe des Gesamtdrucks für den Halbkreis $\frac{\pi r^2}{2} \cdot p$. Die Auflagerreaktionen für diese gleichmäßig verteilte Last, d. i. in unserem Falle die kreisförmig gedachte Mauerbelastung, wirken längs des Umfangs dieses Halbkreises, und zwar ebenfalls gleichförmig verteilt. Die Resultierende dieses Halbkreisbogens liegt im

Abstande von $\frac{2r}{\pi}$ und jene des Halbkreises im Abstande $\frac{4r}{3\pi}$. Der Hebelarm beider Kräfte beträgt den Unterschied dieser Abstände: $\frac{2r}{\pi} - \frac{4r}{3\pi} = \frac{2r}{3\pi}$; es ist demnach das Biegungsmoment

$$M = \frac{\pi r^2}{2} \cdot p \cdot \frac{2r}{3\pi} = \frac{r^3}{3} \cdot p.$$

Dieses Moment wirkt auf einen Meridian von der Breite $2r$, es wird daher das Widerstandsmoment desselben angenommen mit

$$W = \frac{r h^3}{6z} \quad \text{und} \quad \sigma = 2 \cdot \frac{z r^2 p}{h^3} = \frac{r^2}{h^2} \cdot p.$$

Diese Ableitung hat das Bedenkliche, daß das Moment nicht vom Meridianschnitt aufgenommen werden kann, da die verschiedenen Einbiegungen eine Drehung längs einer solchen Ebene unmöglich machen.

Eine genauere Rechnung gibt uns Föppl,[1]) indem er zunächst für den Fall der geklemmten Platte die Größen der Dehnungen bei symmetrischen Belastungen, also z. B. der gleichförmig verteilten Last p, ermittelt. Betrachten wir die in der neutralen Achse eines Meridianschnitts gezogene Fläche (Abb. 94) als neutrale Fläche und bezeichnen für einen Punkt den Abstand x von der Symmetrieachse und den Abstand z von der neutralen Achse der Platte, so treten in tangentialer wie radialer Richtung Dehnungen ε_t und ε_r auf. Wir nehmen an, daß sich der Zylinder vom Radius x durch die Biegung in einen Kegel umwandelt. Es hat sich der durch den Punkt gehende Kreis x wegen der Einbiegung um den Winkel φ derart vergrößert, daß derselbe in der neutralen Ebene gleich groß geblieben ist und je nach dem Abstande z von derselben um $\Delta\varphi$ zu- oder abnimmt. Bekanntlich wachsen Radius und Umfang eines Kreises im gleichen Verhältnis. Dadurch wird jeweilig die tangentiale spezifische Dehnung $\varepsilon_t = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\Delta \varphi}{x}$ und ihre radiale spezifische Dehnung $\varepsilon_r = \frac{z\,d\varphi}{dx}$. Es treten also hier neben den Spannungen in radialer Richtung σ_r, die den Biegungsspannungen des Balkens entsprechen, noch tangentiale Spannungen σ_t auf, die durch die Gleichungen zusammenhängen

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E}\left(\sigma_t - \frac{1}{m}\sigma_r\right); \quad \varepsilon_r = \frac{1}{E}\left(\sigma_r - \frac{1}{m}\sigma_t\right).$$

Durch Auflösen und Einsetzen der Werte ε erhalten wir (Abb. 95a)

$$\sigma_t = \frac{mE}{m^2 - 1} z \left(m \frac{\varphi}{x} + \frac{d\varphi}{dx}\right)$$

$$\sigma_r = \frac{mE}{m^2 - 1} z \left(m \frac{d\varphi}{dx} + \frac{\varphi}{x}\right).$$

Abb. 95 a.

Föppl bestimmt sich nun das Gleichgewicht eines Plattenelements (Abb. 95) und gelangt so zu drei Gleichungen, den Momenten für die tangentialen, die radialen und für Schubspannungen. Das Gleichgewicht des Plattenelements gegen Drehung erfordert,

[1]) Vorlesungen über technische Mechanik, III. Band, „Festigkeitslehre", 2. Auflage, S. 273, ferner Mesnager, Ann. des Ponts et Chaussées 1909, IV.

daß die algebraische Summe aller Momente gleich Null sei, und er gelangt so zu einer Gleichung für

$$\varphi = \frac{3\,(m^2-1)}{4\,m^2 E h^3}\,p\,(r^2 x - x^3) = \frac{N}{8}\,(r^2 x - x^3),$$

wenn wir hierin setzen

$$N = \frac{6\,(m^2-1)}{m^2 E h^3}\,p.$$

Durch Einsetzen in die vorangehenden Gleichungen erhalten wir

$$\varepsilon_t = \frac{N}{8}\,(r^2 - x^2)\,z; \qquad \varepsilon_r = \frac{N}{8}\,(r^2 - 3\,x^2)\,z.$$

Aus diesen Gleichungen geht hervor, daß unter diesen Annahmen die Verhältnisse einer vollkommenen eingespannten Platte in vieler Hinsicht denen eines voll eingespannten Balkens ähneln. In der Mitte für $x=0$ ist $\varepsilon_r = \varepsilon_t = \frac{N}{8}\,r^2 z$; am Rande ist $\varepsilon_t = 0$ und $\varepsilon_r = \frac{N}{4}\,r^2 z$, also doppelt so groß, als in der Mitte. Diese Rechnung ergibt eine maximale Inanspruchnahme am Rande für $m = \frac{10}{3}$ und $z = \frac{h}{2}$

$$\sigma = 0{,}68\,\frac{r^2}{h^2}\,p$$

und eine Einsenkung in der Mitte

$$f = 0{,}17\,\frac{p\,r^4}{E h^3}.$$

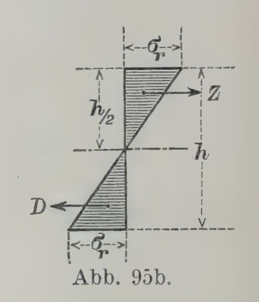


Abb. 95b.

Für den Fall der Freiauflage gelangen wir zur Gleichung

$$\sigma = 0{,}87\,\frac{r^2}{h^2}\,p \quad \text{und} \quad f = 0{,}7\,\frac{p\,r^4}{E h^3}.$$

Wir sehen also, daß in dem letzteren Falle einer fast $2^1/_2$fachen Durchbiegung eine ebenso große Spannungserhöhung in der Plattenmitte entspricht. Die vorerwähnte Bachsche Theorie gelangt, wenn man ebenfalls $z = \frac{h}{2}$ setzt (Abb. 95b), zur Gleichung $\sigma = \frac{r^2}{h^2}\,p$, also zu einem ähnlichen Resultat, dessen Abweichung auf der Seite der Sicherheit liegt. C. v. Bach hat dasselbe noch durch Versuche dahin ergänzt, daß er allgemein $\sigma = \eta\,\frac{r^2}{h^2}\,p$ setzt und η je nach der Einspannung und dem Material auf Grund von Modellversuchen bestimmt und einsetzt. Es sei bemerkt, daß schon mit Rücksicht auf die zu großen Einsenkungen bei Grundplatten eine Einspannung, d. i. also eine solide Verbindung zwischen Mauer und Platte anzustreben ist. Im Falle einer Ausladung der Platte wird durch das so erzeugte negative Moment den darüberstehenden Mauern die Erzeugung einer vollständigen Einspannung teilweise abgenommen.

Anschließend daran sei ein Beispiel für die Berechnung (Abb. 96) der Fundamente eines Wasserturmes nach dem Projekt der Firma Adolf Baron Pittel angeführt. Die Berechnung erfolgte in diesem Falle nach der Föpplschen Theorie der kreisförmigen und eingespannten Platte.

Das Gesamtgewicht des Wasserturms ist	1 760 000 kg
dazu kommt noch Wasser	750 000 „
also zusammen	2 510 000 kg.

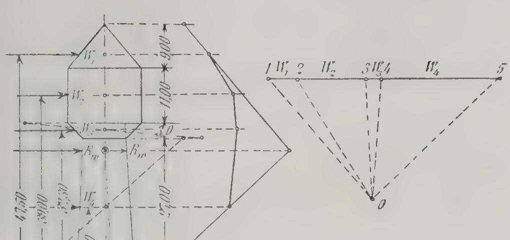


Abb. 96a.

Dies ergibt einen Fundamentdruck

$$p = \frac{G}{f} = \frac{2\,510\,000}{\frac{15^2 \cdot 3{,}14}{4}} = 1{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Untersuchung wäre natürlich noch mit Rücksicht auf den Wind (Abb. 96a) zu ergänzen, die aber hier nicht weiter behandelt ist.

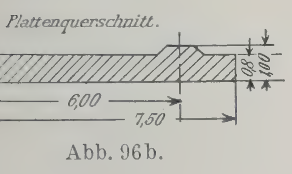


Abb. 96b.

Abb. 96c.
Grundplatte eines Wasserturmes.

Am Rande ist für $x = r$, $\varepsilon_t = 0$, d. h. es sind nur Radialbewehrungen notwendig.

Es ist ferner

$$\varepsilon_r = -\frac{N}{4} r^2 z$$

und die reduzierte Spannung

$$\sigma_{\text{red.}} = \frac{m^2\, E}{m^2 - 1} \cdot \varepsilon_r.$$

In der folgenden Rechnung ist die Annahme gemacht (Abb. 95a), daß die Betonplatte in ihrer ganzen Höhe h wie ein homogener Körper wirkt. Die neutrale Achse ist demnach $\frac{h}{2}$. Die Plattenstärke am Rande ist entsprechend der Abb. 96 mit 1 m angenommen. $E = 140\,000$. Die Poissonsche Konstante $m = 3$.

Mit diesen Werten ergibt sich

$$N = \frac{6\,(3^h - 1)}{3^2 \cdot 140\,000 \cdot 100^3} \cdot 1{,}4 = 0{,}0000000000533$$

und weiter

$$\varepsilon_r = -\frac{N}{4} r^2 z = -\frac{0{,}533}{4{,}10^{10}} \cdot 600^2 \cdot 50 = 0{,}0002398.$$

Es ist demnach

$$\sigma_{\text{red.}} = \frac{3^2 \cdot 140\,000}{3^2 - 1} \cdot 0{,}0002398 = \mathbf{37{,}80\ kg/cm^2.}$$

Unter obiger Voraussetzung ist

$$Z = D = \frac{\sigma_r h}{4} = \frac{37{,}8 \cdot 100}{4} \cdot 100 = 94\,500 \text{ kg}$$

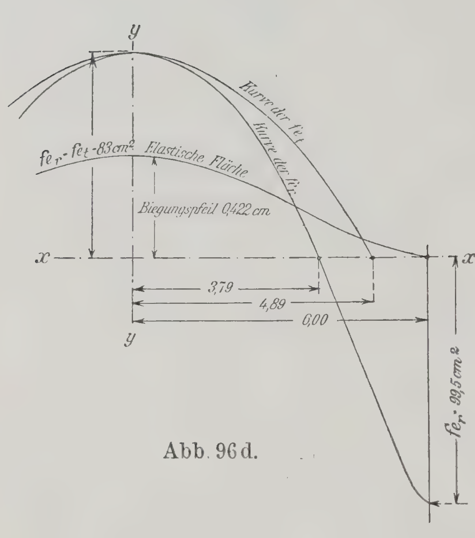


Abb. 96 d.

und $f_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{94\,500}{950} = 99{,}50 \text{ cm}^2,$

dem entsprechen 10 R.-E. 36 mm für 1 lfd. m Umfang. In der Plattenmitte wird

$$\varepsilon_t = \varepsilon_r = \frac{N}{8} r^2 z,$$

die Plattenhöhe in der Mitte ist 80 cm. Es ist daher

$$N = \frac{6\,(3^2 - 1)}{3^2 \cdot 140\,000 \cdot 80^3} \cdot 1{,}4 = \frac{1{,}041}{10^{10}}$$

und weiter

$$\varepsilon_r = \frac{1{,}041}{8 \cdot 10^{10}} \cdot 600^2 \cdot 40 = 0{,}0001875;$$

es ist nunmehr

$$\sigma_r = \frac{mE}{m^2 - 1} \varepsilon_r (m + 1) = \frac{m}{m - 1} E \varepsilon_r = \frac{3}{3 - 1} \cdot 140\,000 \cdot 0{,}0001875 = 39{,}40 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Bewehrungen ergeben sich wie früher

$$f_e = \frac{\sigma_t \cdot z}{2 \cdot \sigma_e} = \frac{39{,}4 \cdot 40}{2 \cdot 950} = 83 \text{ cm}^2$$

in der Mitte.

Um die in den einzelnen Kreisschnitten erforderlichen Querschnitte zu ermitteln, ist zu untersuchen, für welche Entfernungen σ_t und $\sigma_r = 0$ werden.

$$\sigma_t = \frac{mE}{m^2 - 1} (m \varepsilon_t + \varepsilon_r);$$

hierin Gleichung 1) eingesetzt:

$$\sigma_t = \frac{mE}{m^2 - 1} \left[m \frac{N}{8} (r^2 - x^2) z + \frac{N}{8} (r^2 - 3\,x^2) z \right]$$

$$= \frac{mE}{m^2 - 1} \cdot \frac{N}{8} \cdot 2\,(mp^2 - mx^2 + p^2 - 3\,x^2).$$

Dieser Ausdruck wird Null, wenn

$$mp^2 - mx^2 + p^2 - 3x^2 = 0$$

ist; hieraus

$$x^2 = \frac{2}{3} r^2,$$

daher $\sigma_t = 0$, für $x = 0{,}816\ r$ allgemein.

Die Tangentialdehnungen und damit die Tangentialbewehrungen werden also für unseren Fall zu Null in einer Entfernung von $0{,}816 \cdot 6{,}0 = 4{,}89$ von Plattenmitte.

$$\sigma_r = \frac{mE}{m^2 - 1}(m\varepsilon_r + \varepsilon_t) = \frac{mE}{m^2 - 1}\left[m\ \frac{N}{8}(r^2 - 3x^2)z + \frac{N}{8}(r^2 - x^2)z\right]$$

$$= \frac{mE}{m^2 - 1} \cdot \frac{N}{8} \cdot z(mr^2 - 3mx^2 + r^2 - x^2);$$

$$mr^2 - 3mx^2 + r^2 - x^2 = 0,$$

hieraus

$$x^2 = \frac{4}{10} r^2; \quad \boldsymbol{\sigma_r = 0} \text{ für } \boldsymbol{x = 0{,}632\ r.}$$

Die Radialdehnungen und Bewehrungen werden daher in unserem Falle zu Null.

$$\sigma_r = 0 \text{ für } x = 0{,}632 \cdot 6{,}0 = \mathbf{3{,}79\ m.}$$

Durch Untersuchung in verschiedenen Kreisschnitten ergeben sich die in Abb. 96d dargestellten Kurven für die erforderlichen Eisenquerschnitte in radialer und tangentialer Richtung.

Der Verlauf der elastischen Fläche ergibt sich aus der Gleichung

$$y = \frac{N}{32}(x^2 - r^2)^2.$$

Aus praktischen Gründen wurde in der Mitte ein Zugring von 1 m Durchmesser angeordnet, welcher sämtliche Radial- und Tangentialspannungen aufnimmt. Der Querschnitt ergibt sich zu $\frac{1}{2} \cdot 81 = 40{,}50\ \text{cm}^2$, daher bei einer Beanspruchung des Eisens von 1000 kg/cm²: $\boldsymbol{d = 7{,}20}$ **cm.**

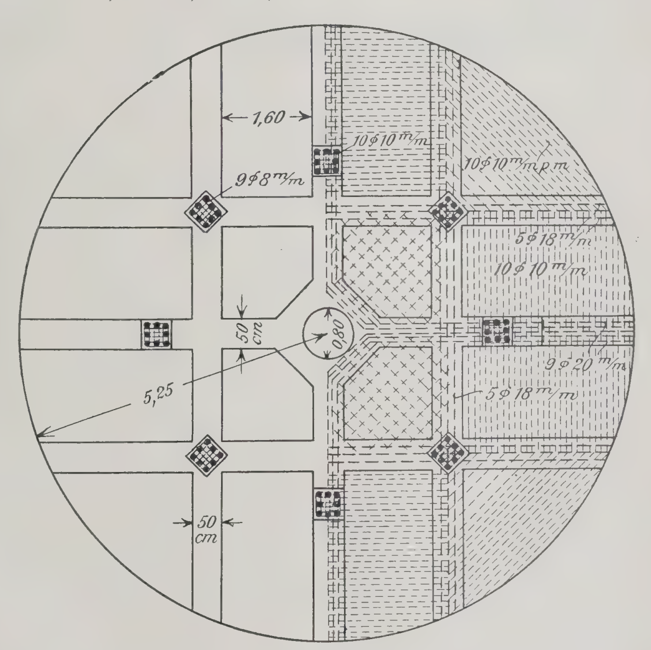


Abb. 97. Grundplatte am Wasserturm im Rom.

Als ein ausgeführtes Beispiel eines runden Fundaments ist Abb. 97 vom Wasserturm[1]) in Rom hier eingefügt.

Auch auf diesem Gebiete ist die runde Platte eine Ausnahme und die rechteckige, von Balken begrenzte Platte die Regel. Die Berechnung dieser kreuzweise bewehrten Platten findet sich im Band II, S. 292 ausführlich erörtert vor, so daß ein näheres Eingehen sich hier erübrigt, und es sei auf die gerade in letzterer Zeit nach dem Erscheinen des IX. Heftes der Forscher-

[1]) Il Cemento 1908.

arbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons von Dr.-Ing. Joh. Bapt. Bosch anschwellende Literatur[1]) über diese Frage verwiesen. Es soll schließlich noch auf den Fall hingewiesen werden, wenn die Belastung einer Platte durch zwei Mauern oder durch mehr Einzellasten, d. i. Säulen, erfolgt.[2])

Betrachtet man eine Platte, die zwei Wände unterstützt (Abb. 98), so wird die Platte durch einen gleichmäßig verteilten Bodendruck beansprucht. Die Bodenpressung ist gleich den daraufliegenden Lasten, die die Platte beanspruchenden Kräfte sind etwas kleiner, und zwar um das Eigengewicht der Platte. Man kann auch hier jene Erwägungen einschalten, die wir seinerzeit bei Abb. 31 gemacht haben bezüglich der tatsächlich ungleichmäßigen Verteilung der Bodenpressung. Diese Erwägungen führen zu demselben Ergebnis, daß die offenkundig unrichtige Rechnung den Vorteil der größeren Sicherheit für sich hat, daß auf diese Weise die Platte steifer konstruiert wird und sich daher weniger durchbiegt. Als notwendige Folge dieser Anordnung wird durch die Überdimensionierung der Platte die gemachte Annahme wahrscheinlicher, und es empfiehlt sich deshalb auch hier, an ihr festzuhalten. Das gleiche gilt bezüglich der kontinuierlichen Platten (Abb. 99).

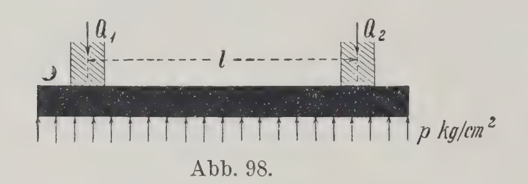


Abb. 98.

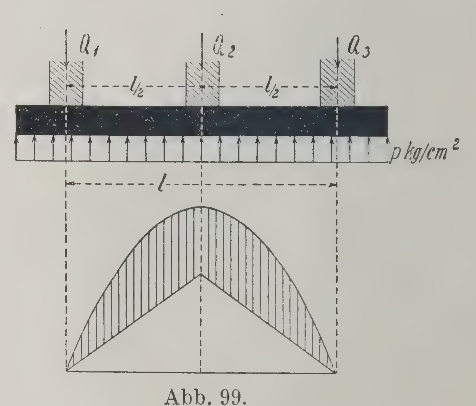


Abb. 99.

Meines Erachtens ist es durchaus unbedenklich, alle, selbst die weitgehendsten Annahmen der Kontinuität als gegeben anzusehen. Und zwar nicht etwa, weil sie tatsächlich vorhanden wären, sondern weil die Verbindung der Platte mit der Mauer in einfacher Weise so haltbar gemacht werden kann, daß sie etwas viel Steiferes schafft, als es durch eine auf Rollenlagern liegende Kontinuität möglich wäre. Ich halte daher eine Rechnung, die von der Kontinuität ganz absieht und an ihrer Statt einen dem technischen Gefühl entsprechenden Grad von Einspannung setzt, mindestens ebenso richtig, wenn nicht besser. Die Annahme der Kontinuität gibt uns einen guten Überblick über die Kräfteverteilung. Ereignet sich dann der Fall, daß bei zwei Feldern der Auflagerdruck unter der Mittelstütze wesentlich größer ist als die darauf befindliche Last, dann wird die Momentenfläche die in der Abb. 99 dargestellte Form annehmen können.

Eine ganz besonders eingehende Behandlung der Theorie der Grundplatten hat Ingenieur A. Danusso im „Il Cemento" 1909 veröffentlicht. Dieselbe geht von dem Gesichtspunkte aus, daß die Balken sich entsprechend ihrer Kontinuität unter den angenommenen Widerlagspunkten schief stellen müssen und daß sie daran von den Mauern gehindert werden.

Danusso versucht nun die Anordnung der Mauern mit der unteren Druckverteilung so in Einklang zu bringen, daß die geringste Momentwirkung und Schiefstellung eintritt. Er begründet sein Festhalten an der Kontinuität damit, womit man ja auch den

[1]) Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst, 1909, Heft 23, von Dr. Jovo Simić.
[2]) Deutsche Bauztg., Beilage für Zement 1909 Nr. 15 u. 16, von Dipl.-Ing. C. Abeles u. a. m,

Gebrauch dieser Rechnung anderwärts entschuldigt, daß eine einfache, praktisch brauchbare Form für die genauere Berechnung noch nicht gefunden worden ist. Es scheint jedoch, daß unter diesen Umständen auch diese Genauigkeit ihre Bedeutung verliert und die hier an den Beispielen gezeigten praktischen Methoden ausreichen.

Einen Fall, der noch innerhalb der Möglichkeit einer genaueren Berechnung liegt, stellt das Fundament unter dem Turm des neuen Rathauses in Berlin[1]) dar, dessen Berechnung von Regierungsbaumeister K. Bernhard herrührt (Abb. 100). Man war mit dem Fundament nur bis zum Grundwasserspiegel herabgegangen, der sich 4,3 m unter dem Straßenniveau befindet. Dort wurde die 34 × 29 m große Platte von 1,6 m Stärke verlegt, und so blieb das weitere Herabgehen mit der üblichen Verbreiterung erspart, die selbst bei 60° tief unter das Grundwasser gelangt wäre. Die Last des Turmes beträgt 30 000 t. Hierzu kommt die Last der Betonplatte und der Winddruck, die zusammen eine Randspannung von 3,5 kg/cm² hervorbringen, wie sie sich in Berlin wiederholt bewährt hat. Bei Berechnung wurden 20 kg/cm² Pressung im Beton und 1150 kg/cm² Zug im Eisen sowie 4,5 kg/cm² Haftfestigkeit zugrunde gelegt.

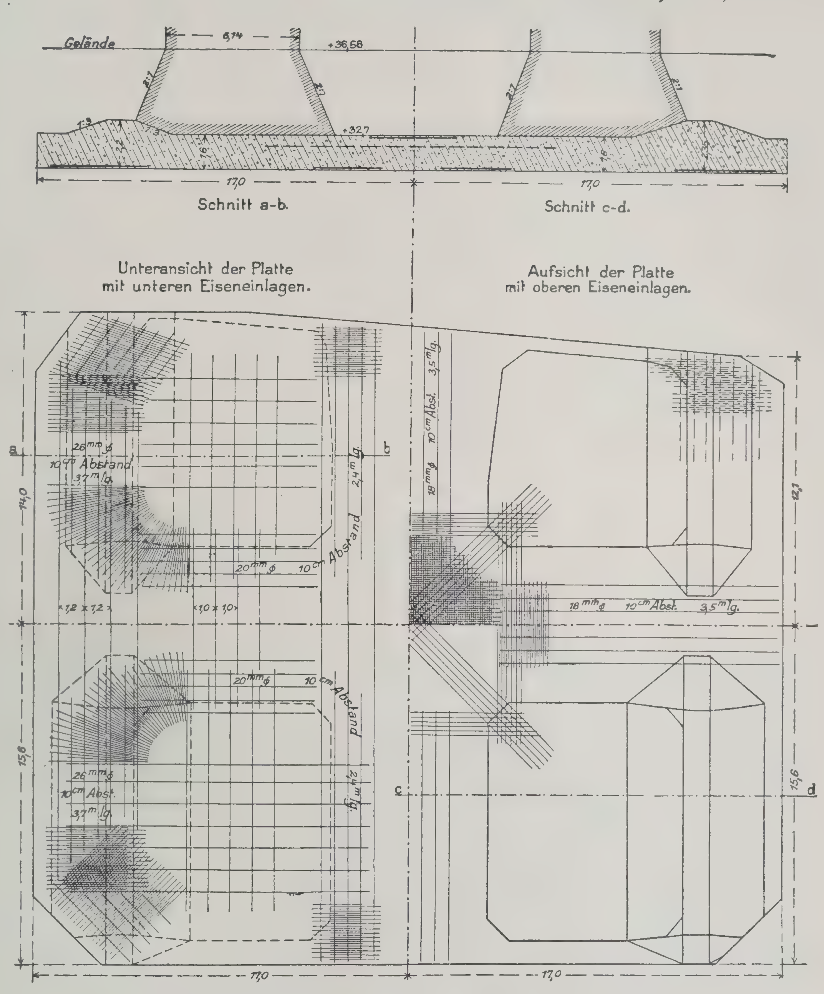


Abb. 100. Turm des neuen Rathauses in Berlin.

Abb. 101 stellen eine von Christiani u. Nielsen in Nyköbing erbaute Fundamentplatte eines Wasserturms in Schweden dar, als Beispiel der Vereinigung mehrerer Gruppenplatten durch eine gemeinsame untenliegende Platte.

Dieselben sind ohne weitere Erklärung verständlich. Die Bodenverhältnisse waren sehr schlecht und die Unterkante der eine einzige Platte bildenden Sohle lag etwa 2 m

[1]) Deutsche Bauztg. 1905 und Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, Berlin 1905.

unter dem Terrain. Der Turm ruht auf 12 Eisenbetonsäulen, die allein das ganze Gewicht zur Fundamentplatte übertragen.

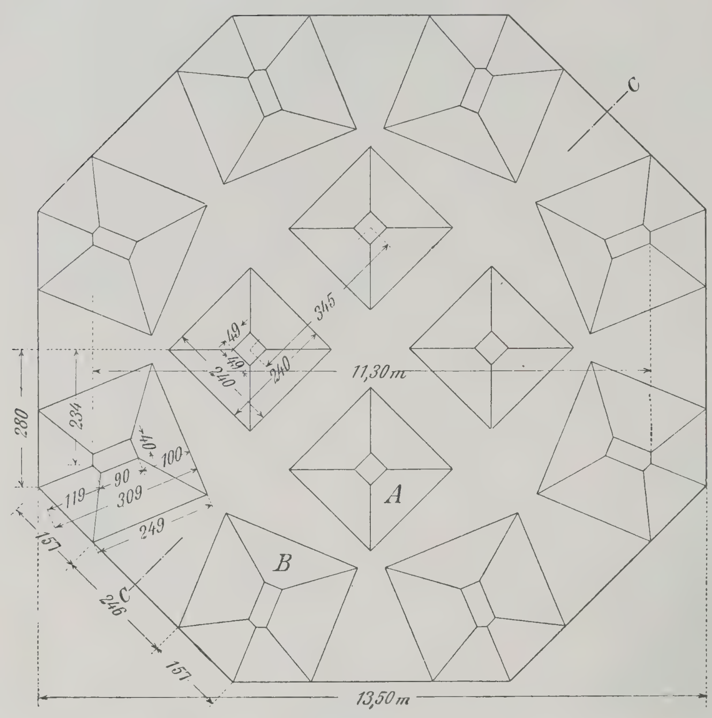


Abb. 101 a.

Ähnliche Ausführungen finden sich bei allen Türmen, so z. B. bei den Wassertürmen, wie dem in Forest,[1]) sowie den übrigen, in diesem Buche angeführten Beispielen von Reservoiren und ähnlichen Ausführungen. In dem Falle des Wasserturms in Forest kompliziert sich die Sache gegenüber Abb. 96 insofern, als zwei Reihen konzentrischer Säulen auf der Platte stehen, also die Balken als unter 4 Punkte kontinuierlich durchgeführt gedacht werden müssen.

Einen weiteren Fall stellt auch ein Kaminbehälter in Shanghay[2]) und

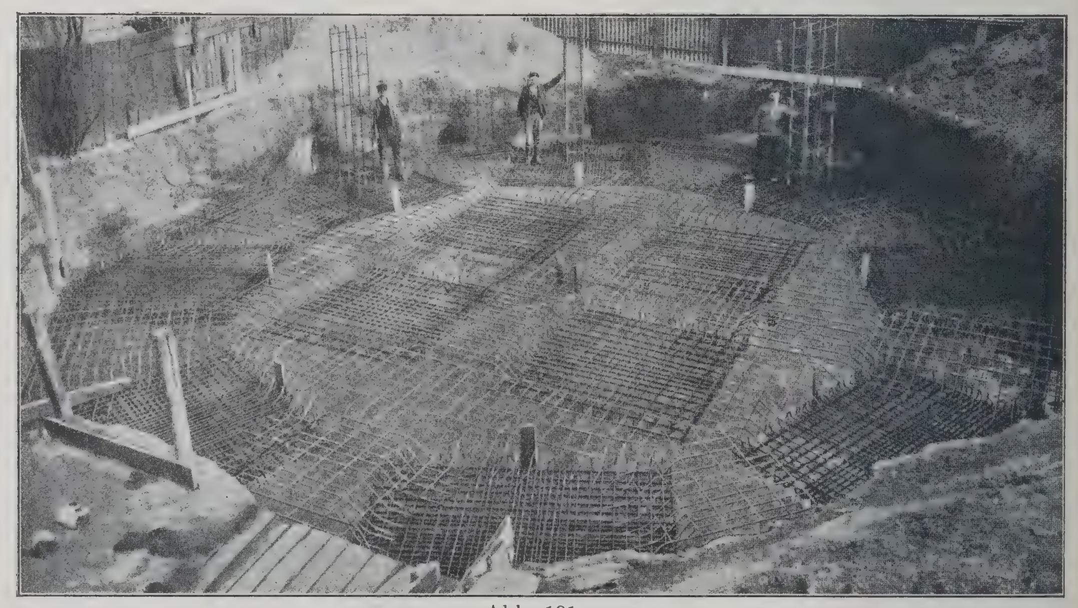


Abb. 101 c.
Abb. 101 a—c. Wasserturm in Nyköbing.

ein Wasserreservoir in Pardubitz[3]) dar, das letztere mit 4 konzentrischen Reihen von Stützen.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft II, Tafel III, S. 26. [2]) Beton u. Eisen 1907, Heft XI, S. 270. [3]) Beton u. Eisen 1908, Heft VIII, S. 197.

Bei Fundamentplatten, die Wasserreservoiren dienen, ist auf gute Ausbildung der Verbindung der Boden- und Seitenwände Rücksicht zu nehmen, da letztere, je nachdem die Behälter voll oder leer, verschiedene Momentwerte auf den Boden übertragen.

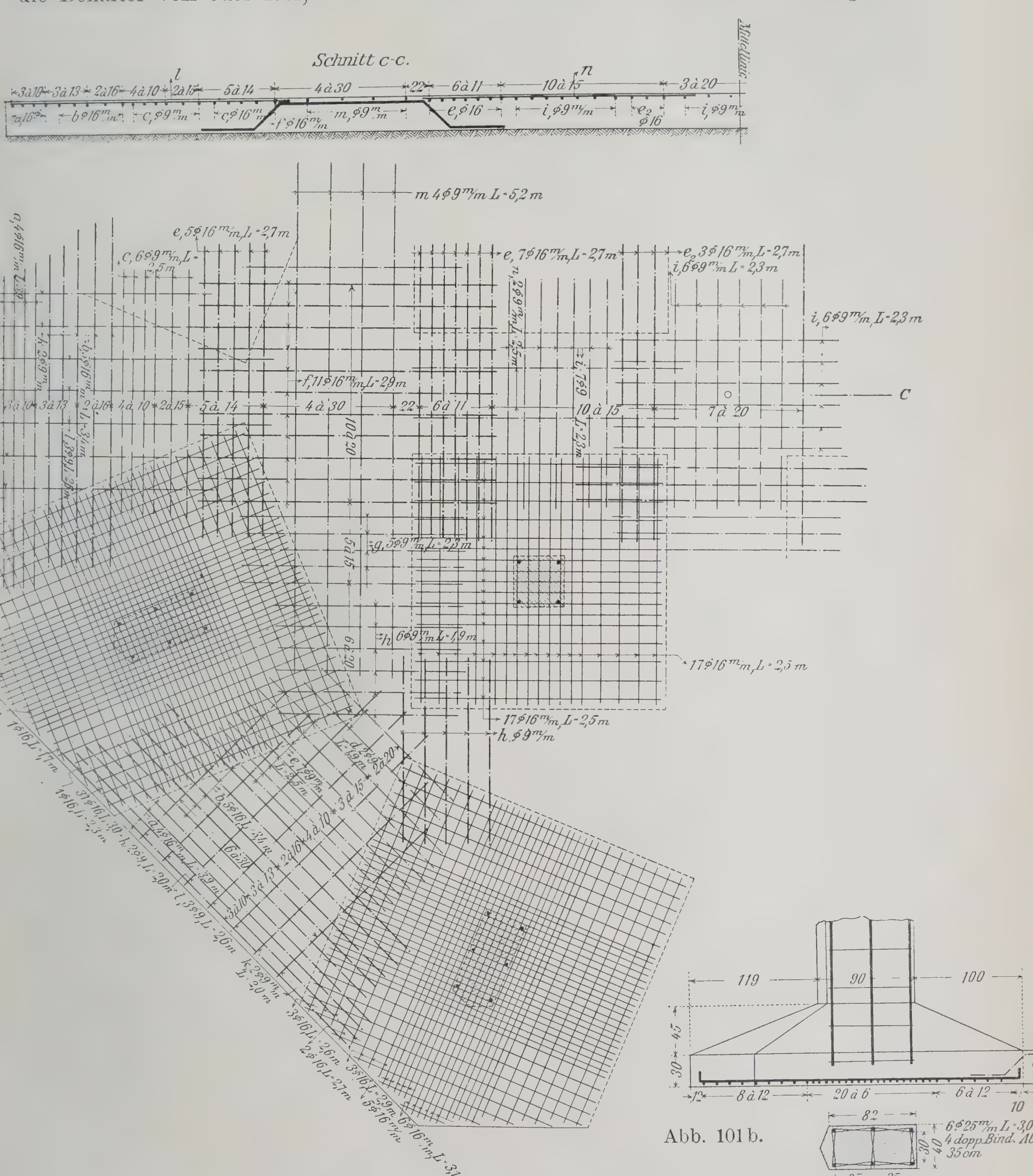
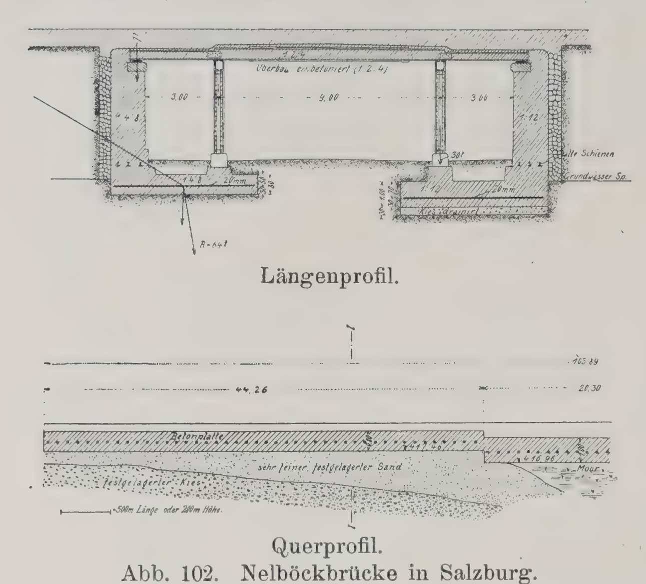


Abb. 101 b.

Die neue Nelböckbrücke in Salzburg (Abb. 102) ist eine Eisenbahnunterfahrt, 103,89 m lang, welche durch drei Oberlichter erhellt wird. Die Lichtweite beträgt 15 m, wovon 6 m für zwei Bürgersteige und 9 m auf die Straßenfahrbahn entfallen.

Die Auflagermauern haben eine Stärke von 1,4 m und sind in Beton 1 : 4 : 8 hergestellt. Die Brückenfahrbahn besteht aus eisernen Trägern als eigentliche Tragkonstruktion, die dann mit Beton 1 : 6 ausgefüllt wurden, um die Einzellasten auf mehrere Träger zu verteilen und so mit gleichmäßig verteilten Lasten rechnen und die Gleise je nach Bedarf ohne Rücksicht auf die Trägerlage verschieben zu können. Rechnerisch wurden sechs Träger zur Lastaufnahme herangezogen, während bei der Belastungsprobe zehn Träger Durchbiegungen zeigten.



Längenprofil.

Querprofil.

Abb. 102. Nelböckbrücke in Salzburg.

Die Kgl. bayer. Staatsbahn hat folgende Vorkehrungen bei der Gründung der Brücke gutgeheißen. Das gesamte Gebiet ist ehemaliger Seeboden und infolgedessen durch verschiedene Anschwemmungen sehr verschieden gestaltet. Es wechseln Schotterlagen mit feinem Sande, blauem Schlier, Letten und Moor, welche alle mehr oder weniger mit verkohlten organischen Substanzen durchsetzt sind.

Als normale Fundierungstiefe war das Hinabgehen auf Kote 417,46 vorgesehen, mit einer Fundamentbreite von 2 m für die Auflager und 1,40 m für den Säulenunterlagsbeton. Nach Öffnung der Baugruben entschloß man sich, hiervon abzugehen und eine Betonplatte, gemischt 1 : 12, durchgehend aufzuführen in einer Breite von 6 m und einer Normalstärke von 0,80 m, mit Rundeiseneinlagen von 20 mm Durchmesser in einem gegenseitigen Abstande von 40 cm, eingelegt 30 cm über Fundamentsohle, um sie sicher in Beton einzubetten, welcher nicht durch den Schlamm des Untergrundes verunreinigt wird. Durch diese Vorkehrungen wurde die Fundamentpressung auf 1,15 kg/cm² heruntergedrükt.

An zwei Stellen mußte, wie auch aus Abb. 102 ersichtlich, tiefer gegangen werden. Der Untergrund bestand aus Schlier (Schwimmsand mit Letten), dessen Entfernung ziemliche Schwierigkeiten bereitete. Es mußte eine Pölzung mit senkrechten Pfosten vorgenommen werden durch Eintreiben von 3,5 m langen, 5 cm starken Dielen. Trotzdem rann dieses sehr wasserreiche Material zwischen den Fugen durch, und auch die Sohle hob sich unter dem Druck des umliegenden Materials fortwährend. In diesem Teile wurde 80 cm unter Normaltiefe gegangen und eine 30 cm starke Kieslage eingebracht, welche mit Rücksicht auf den darauf einzubringenden Beton drainiert wurde, um so durch Pumpen das Aufsteigen des Wassers und Auswaschen des mageren Betons zu verhindern.

Die vorgenommene Probebelastung durch aufgebrachte Schienen im Gewichte von 185 t auf einen Streifen von nur 5 m zeigte keine meßbare Setzung.

Bemerkenswert wäre noch die Entwässerung der Baugrube durch einen bis auf Schotter getriebenen Brunnen, welcher die Baugrube durch eine Zentrifugalpumpe mit etwa 18 Sek./l trockenlegte.

Dort, wo die ganze Anordnung des Bauwerks die Auflösung der Lasten in statisch einfacher Weise ermöglicht, muß man dies trotzdem im Wege einer Näherung zu erreichen versuchen. Man darf dabei jedoch nicht übersehen, daß das Eigengewicht der Platte und alle Zusatzkräfte, die nicht als Stützdrücke, d. h. Pfeilerlasten, auftreten, nicht mitzuzählen sind, da sie nur auf den Boden, aber nicht auf die Platte wirken. Die Berechnung einer solchen Platte wird der eines Oberbodens ähnlich, bei welchem die Auflagerdrücke gegeben sind und für welchen eine ihnen entsprechende, tunlichst gleichmäßige Last zu bestimmen ist (Abb. 103). Eine Schwierigkeit liegt hierbei insbesondere bei den Unterzügen dieser Querplatte vor, da diese bei einer wirklich gleichmäßigen Setzung keinerlei Anhaltspunkte geben für die auftretenden Momente und für die Berechnung der Längsbewehrung. Es bleibt ihnen vielmehr jene Rolle zugewiesen, die der Längsbalken in einem liegenden Rost spielt, das ist die einer Grundschließe und eines Längsverbandes. Man muß jedoch berücksichtigen, daß sich auch in dieser Richtung hin der Druck an bestimmten Orten konzentriert und so den gemachten statischen Vergleich weiter ausbilden hilft, als ob an diesen Punkten Einzelstützen vorhanden wären; dies gilt insbesondere von Mauern, die durch Fenster mit Zwischenpfeilern unterteilt sind (siehe Abb. 76), sowie von Ecken und Quermauern. Je statisch bestimmter dies anzuordnen geht, desto besser für die Wirkungsweise. Während also die Querplatte so bewehrt werden kann wie jede andere kontinuierliche Platte, gilt es hier, jene Punkte herauszufinden, bei welchen ein solcher Spannungswechsel eintreten könnte, und die Unterzüge danach zu bewehren. Eine vorbedachte Bewehrung zwingt dann den fertigen Bau, insofern er dann gewisse, für den Zug weniger widerstandsfähige Stellen besitzt, sich dieser Form anzupassen, jedenfalls sind alle Teile des Unterzuges, für die keine ausgesprochene Durchbiegungsrichtung vorliegt, dementsprechend beiderseits zu bewehren, sowohl für eine konkave, als auch für eine konvexe Durchbiegung. Auf diese Weise gelangt man zu drei Typen, der gleichmäßig starken Platte und der Rippenplatten mit Rippen oben oder unten.

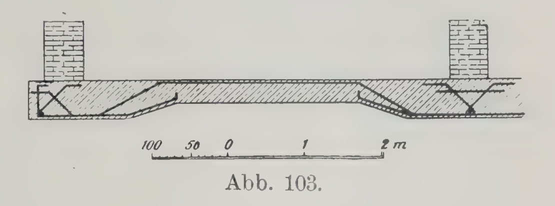


Abb. 103.

Für das endgültige Resultat bleibt es gleichgültig, ob man sich die Platte so weit gesenkt und beansprucht denkt, bis die Rostbalken in Tätigkeit kommen, oder ob nun, vom Rost der Rippen ausgehend, durch Setzung auch die Platte zum Mittragen herangezogen wird. In beiden Fällen bleibt die endgültige Verteilung unbekannt, und man wird diese daher willkürlich anzunehmen haben.

In dem einen Fall wird der untere, in dem anderen der obere Druckgurt des kontinuierlichen Trägerrostes stärker als nötig werden. Der Unterschied ist nur der, daß in einem Fall die Platte sich durch Druck, im anderen durch Zug auf die Rippen überträgt, was zum Vorteil der Rippen oben anzuführen wäre, die auch bei derselben Höhenlage der Platte den geringeren Aushub und die bequeme Durchführung ergeben. Jedoch sind die Meinungen in der Praxis hierüber geteilt.

Wir wollen zunächst den einfachsten Fall dieser Art besprechen und an einigen Beispielen darlegen, wo eine Platte angewendet wurde, die in ihren Abmessungen keine oder nur geringe Abweichungen von einer durchgehenden gemeinsamen Stärke zeigt.

Die gleichmäßig starke Eisenbetonplatte unter dem ganzen Gebäude stellt das erste Stadium der Entwicklung aus der Betonplatte dar, mit der sie die nahezu gleichmäßige Dicke des Fundaments gemeinsam hat. Die innerhalb der Platte gelegten

Bewehrungen befolgen bereits den erwähnten Gedankengang, indem sie durch einen Rost von Längsbewehrungen den Druck der Mauern auf die Platte gleichmäßig verteilt zu erhalten suchen, während eine Reihe von Querbewehrungen vermittelnd zwischen diesen und dem Bodendruck eingreifen.

Aus der großen Zahl derartiger Beispiele greifen wir eine 60 cm starke Fundamentplatte



Abb. 104 a. Bau Hoffmann-Magdeburg.

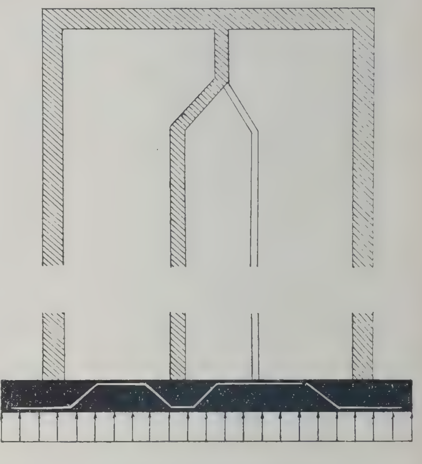


Abb. 104 b.

bei dem Bau Hoffmann in der Königstraße in Magdeburg (Abb. 104) heraus. Dort ist, nach den Mitteilungen der Zement A.-G. Hannover, wie bei den meisten Wohngebäuden in Magdeburg die vordere und hintere Frontwand balkentragend; außerdem ist noch eine tragende Mittelwand vorhanden, während eine zweite Mittelwand nur als Flurabschluß dient. Zwischen diesen drei Tragwänden wird die Fundamentplatte als kontinuierlicher Träger gelegt und berechnet, ähnlich wie Abb. 99. Zur Ermittlung der Stützendrücke wird die Last der Mauergewichte und der hierauf entfallenden Decken sowie des Daches berechnet. Mit diesen Stützendrücken und der angenommenen gleichmäßig verteilten Last werden die Momente berechnet und hiernach Plattenstärke und Eiseneinlagen verteilt.

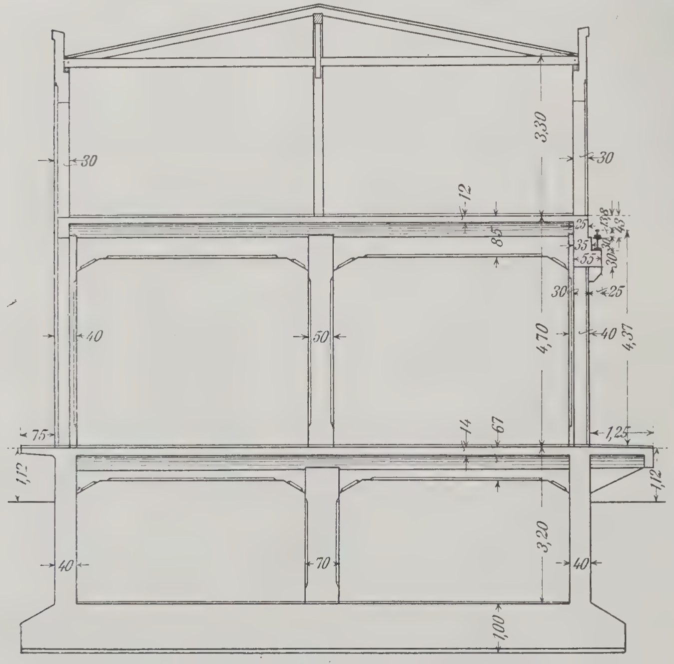


Abb. 105 a. Lagerhäuser in Düsseldorf.

Deutlich ausgeprägt findet sich die Trennung zwischen dem eigentlich tragenden Teil der gleichmäßig starken Platte und dem Füllbeton, in dem Bau der Firma Franz Schlüter, Dortmund, bei den Lagerhäusern in Düsseldorf (Abb. 105 a bis c).

Die Fundamentplatte zeigt eine gleichmäßige Stärke, dieselbe ist jedoch nur eine

scheinbare, und ist, entsprechend den verschiedenen statischen Aufgaben, eine Unterteilung und Bewehrung vorgesehen.

Die Fundamentplatte bildet eine umgekehrte Gewölbedecke mit einer Stärke von 20 cm im Scheitel und 60 cm im Kämpfer bei einer oberen und unteren Eisenbewehrung von 6 R.-E. 7 mm und 7 R.-E. 10 mm Durchmesser. Die Deckenbalken liegen senkrecht zu den Seitenwänden und haben eine obere und untere Eiseneinlage von 12 R.-E. 30 mm Durchmesser. Die Verbindungsbalken haben denselben Querschnitt und dieselbe

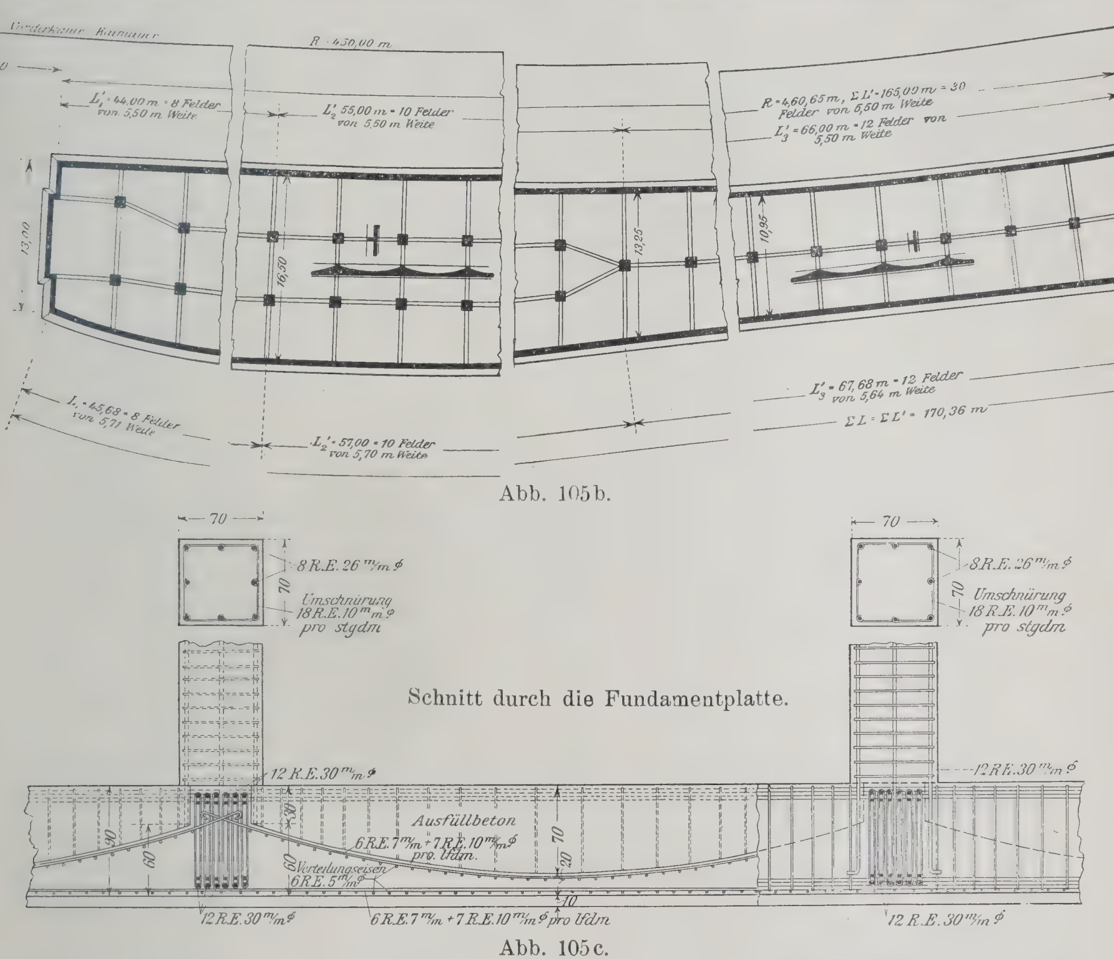


Abb. 105b.

Abb. 105c.

Abb. 105a–c. Lagerhäuser in Düsseldorf.

Bewehrung. Um eine genau ebene Unterlage für die Eisenbetondecke zu bekommen, wurde die Baugrube mit einer etwa 10 cm starken Füllbetonsohle ausgestampft, wodurch auch anderseits ein Verunreinigen der Eisen und des Geflechts durch Berühren des Erdreichs vermieden wurde. Die zwischen den Decken- und Verbindungsbalken liegenden muldenförmigen Vertiefungen sind später bis Oberkante Balken mit Füllbeton ausgestampft als Unterlage für den Fußbodenbelag. Der Druck für 1 cm² betrug 4,1 kg.

Ein einfaches Beispiel dieser Art zeigt die Abb. 106, die einen Bau in Wilhelmshaven darstellt nach dem Entwurf von Baumeister Kistner-Lehe. Selbst dieses einfache Beispiel zeigt bereits eine Reihe von Abweichungen. Der Querschnitt der Platte wurde so angeordnet, daß er im Gegensatz zu der Abb. 103 die später zu behandelnde

Form von Fundamentplatten mit Rippen oben bereits ahnen läßt, und sollen diese beiden Abbildungen die Entwicklung nach beiden Richtungen kennzeichnen. Die Platte zeigt ferner Ausladungen über das Lichtprofil des Grundrisses und schwebende Pfähle

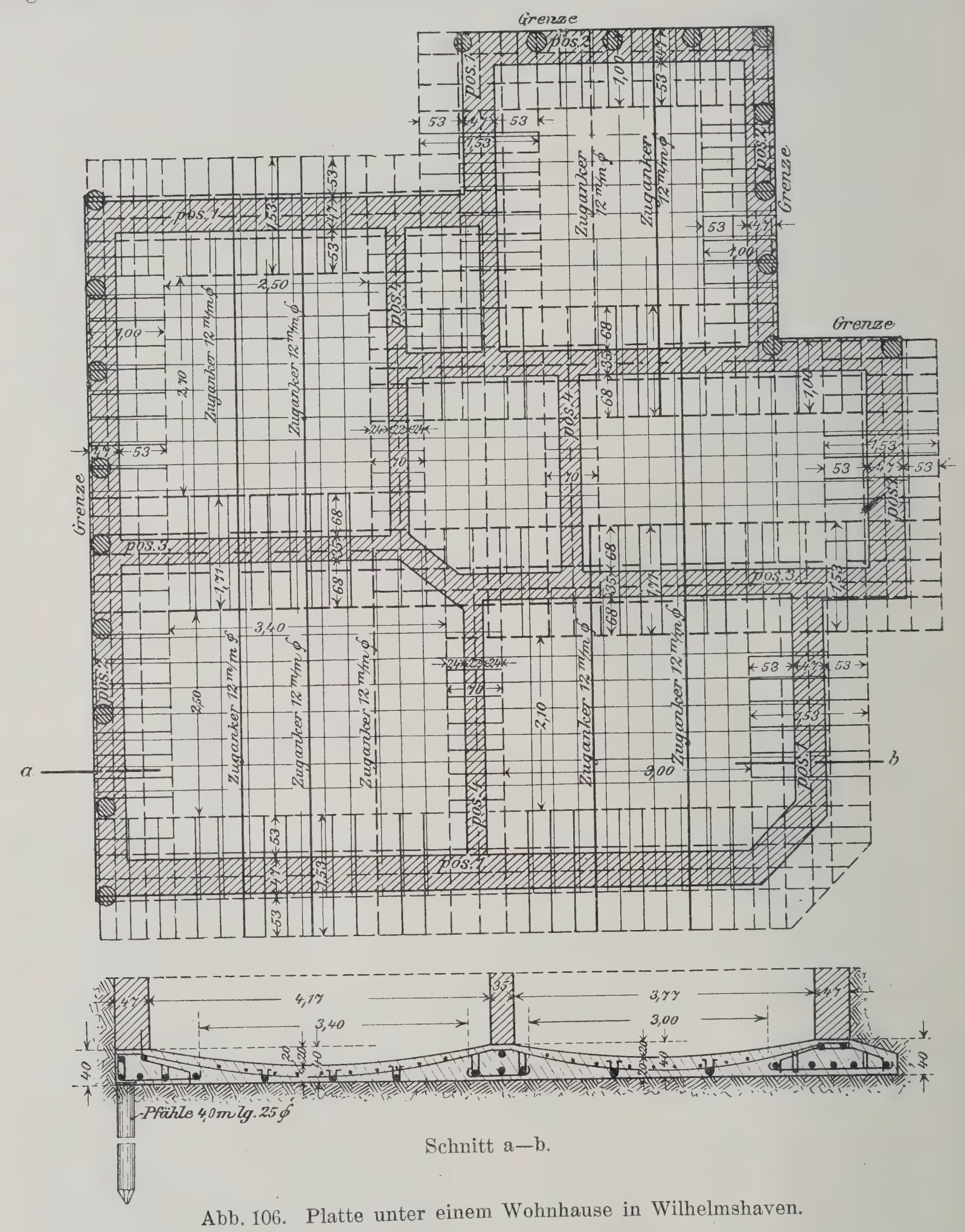


Abb. 106. Platte unter einem Wohnhause in Wilhelmshaven.

längs Brandgiebel und Grenzmauern. Der Zweck derselben ist offenkundig der, damit die Setzung des Gebäudes längs dieser Eigentumsgrenzen herabgemindert werde, auf die Gefahr hin einer geringen Schiefstellung des Gebäudes, welche im vorliegenden

Falle die Berührung mit den Nachbarhäusern aufhebt und so die Setzung erleichtert. (Siehe hierzu das später unter Schwebegründungen Gesagte.)

Im vorliegenden Falle ist tragfähiger Baugrund in Tiefen von 18 bis 21 m zu finden. In früherer Zeit war der Vorgang folgender: Man hat die Mauerlast für 1 lfd. m bestimmt und mit dieser Ziffer und der zulässigen Bodenbelastung die Rostbreite, d. h. die notwendige Ausladung, über das Mauerprofil hinaus festgelegt. Dieser Rost wurde, sei es in Holz, sei es in **I**-Trägern hergestellt und nach Fertigstellung des ganzen Gebäudes im Kellerfußboden zwischen diesem Rost aus Ziegeln oder aus Beton von 20 cm Stärke in einer nach unten gewölbten Form hergestellt. Wir sehen also, daß obiges Projekt nichts weiter ist wie eine Übertragung dieser erprobten Bauweise, die selbst bei vierstöckigen Häusern Anwendung gefunden hat, in Eisenbeton. Herr Baumeister Kistner berichtet, daß im Jahre 1907 an 20 derartige Häuser gebaut wurden. Bei der Berechnung wurde der maximale Wasserdruck auf die Kellersohle entsprechend 50 cm mit 500 kg/m² angenommen und für die Wirkung der Schwebepfähle 750 kg für 1 lfd. m bezw. 825 kg für 1 Pfahl in Abschlag gebracht. Hier sei noch eine Stichprobe der Berechnung hinzugefügt.

$$\text{Last für 1 lfd. m} = 9180\text{ kg},\quad \text{Fundamentbreite} = \frac{9180}{0{,}6\cdot 100} = 153\text{ cm},$$

$$\text{Mauerstärke} = 47\text{ cm},\quad \text{Kragarm} = \frac{153-47}{2} = 53\text{ cm},$$

$$M = \frac{P\cdot l^2}{2} = \frac{0{,}6\cdot 10000\cdot 0{,}53\cdot 53}{2} = 84270\text{ cmkg},$$

Betonhöhe = 40 cm, Abstand des Rundeisens vom unteren Rande = 5 cm,

$f_e = 3^1/_2$ Querstäbe zu je 10 mm Durchm. = 2,73 cm²,

$$x = \frac{15\cdot 2{,}73}{100}\cdot\left(\sqrt{1+\frac{2\cdot 100\cdot(40-5)}{15\cdot 2{,}73}}-1\right) = 4{,}96\text{ cm},$$

$$\frac{x}{3} = \frac{4{,}96}{3} = 1{,}65\text{ cm},\quad h-a-\frac{x}{3} = (40-5-1{,}65) = 33{,}35\text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2\cdot 84270}{100\cdot 4{,}96\cdot 33{,}35} = 10{,}2\text{ kg/cm}^2,\quad \sigma_e = \frac{84270}{2{,}73\cdot 33{,}35} = 930\text{ kg/cm}^2.$$

Diese Querstäbe werden an den Enden hakenförmig aufgebogen und zur Längsbewehrung unten 5 Längsstäbe zu je 12 mm Durchm. und in je 1,30 m Entfernung ein sprengwerkartiger Bügel von 16 mm Durchm. eingelegt, welche den Druck gleichmäßig nach den Enden der Querstäbe, in deren Haken Längsrundeisen liegen, überführen und mit diesen verbunden werden.

Auf diese Sprengbügel werden am oberen Rande noch 2 Rundeisen von je 12 mm Durchm. verlegt.

Einen zweiten Fall dieser Art zeigt uns die nach dem System Eggert (Abb. 107) gebaute Realschule für Wilhelmshaven. Der hier wiedergegebene Grundriß ist nur ein Flügel des großen **U**-förmigen Gebäudes, jedoch durchaus kennzeichnend für die ganze Anlage, die auf eine in den verschiedenen Zwischenräumen wechselnde Durchbiegung berechnet ist. Es wird angenommen, daß unter jeder Mauer oder unter zwei nahen Mauern eine größere Senkung eintritt, und ergibt sich so die Form der elastischen Linie.

Die Abb. 108 zeigt uns die Ausbildung der Bewehrung innerhalb einer gleichmäßig starken Fundamentplatte bei einem Schulhausbau in Kamen, ausgeführt von der Zement A.-G. Hannover. Die Abbildung zeigt uns die Anordnung der oberen und unteren Eisenlagen in solch einem Falle. Bei der fraglichen Baustelle lag tragfähiger Boden in 6 m Tiefe. Die Belastung der Platte betrug 0,4 kg/cm², mit dieser gleichmäßig verteilten Belastung sind die Momente ermittelt worden; aus praktischen Gründen

wurde die Platte durchgehend 35 cm stark gemacht und nur die Eiseneinlagen wurden entsprechend geändert. Die Ausführung der ganzen Fundamentplatte nahm 5 Tage in Anspruch und nach 7 Tagen konnte mit der Ausführung des Mauerwerks begonnen werden. Verglichen mit einer Tiefgründung hat man im vorliegenden Falle 40 vH. an Kosten und 6 Wochen Bauzeit erspart.

Beispiele dieser Art finden sich weiter in Hamburg beim Geschäftshause Elbhof mit einer 75 cm starken Platte und bei einem Geschäftshause in Stuttgart mit einer 50 cm starken Platte, beide ausgeführt von Wayss u. Freytag, wobei letztere einen Bodendruck von 0,7 kg/cm² zeigt. Über die Berechnung der zwei Platten schreibt

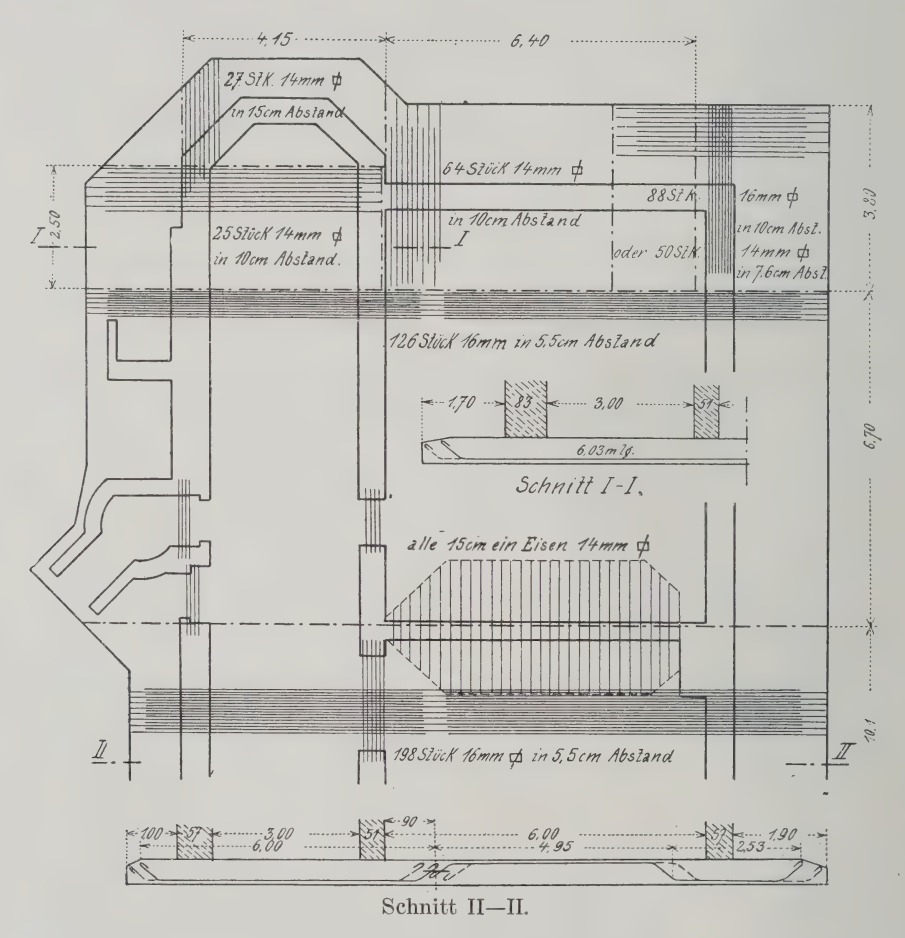


Abb. 107. Realschule in Wilhelmshaven.

Professor Mörsch in seinem Buche „Der Eisenbetonbau“ mit Bezug auf die dort gegebenen Pläne folgendes: „Die statischen Verhältnisse liegen meist nicht ganz klar, so daß man etwas ungünstiger rechnen und einen gewissen Überschuß an Eisen einlegen muß“.

Schließlich sei noch ein ausführliches Beispiel eines derartigen Bauwerks angeführt. Der betreffende, von der Firma Sachs u. Pohlmann herrührende Neubau Hübner befindet sich in Hamburg, Ecke Neuer Wall und Poststraße, bei der Stadtwassermühle.

Nachdem die auf diesem Grundstück vorhandenen alten Gebäude abgebrochen waren, zeigten sich in den Giebelwänden der sehr baufälligen Nachbarhäuser bedenkliche Risse, und wurde daher von der ursprünglich projektierten Fundierung in Form eines Pfahlrostes Abstand genommen, weil durch die Einrammung der vorgesehenen sehr langen Pfähle bedeutende Erschütterungen des Erdreichs hervorgerufen worden wären, was ein Weiterreißen der Nachbarhäuser befürchten ließ.

Nachdem die vorhandenen Fundamente freigelegt und die Bohrungen (Abb. 109 a) ersichtlich gemacht waren, gelangte man zu der Überzeugung, daß eine Fundamentplatte,

Untere Lage.

Obere Lage der Bewehrungseisen.

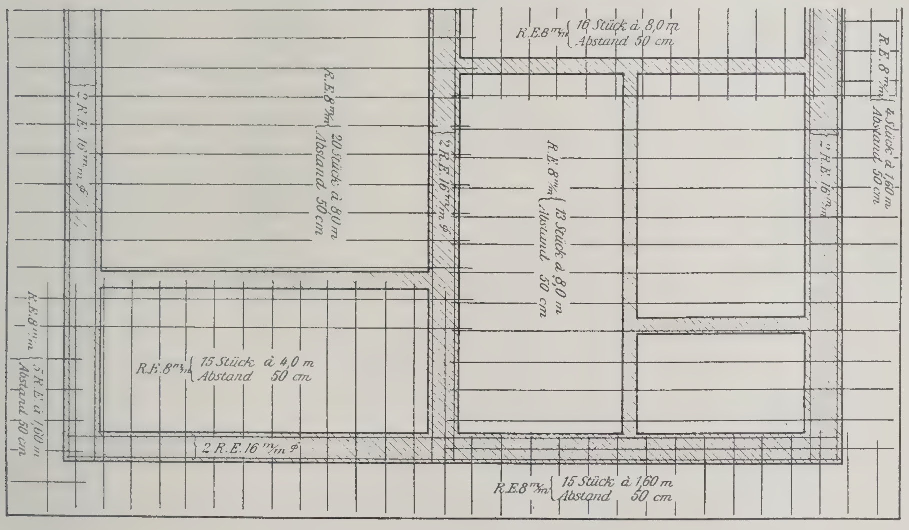


Abb. 108. Schulhaus in Kamen.

welche so stark bemessen ist, daß sie die Last des gesamten Gebäudes gleichmäßig auf den ganzen Baugrund übertragen kann (Abb. 109 b), die beste Form der Lösung dieser Frage darstellt.

Wie aus Abb. 109 b ersichtlich, standen die einzelnen Mauern der alten Gebäude auf Holzpfählen, die noch zum Teil in ganz gutem Zustande waren, so daß der Gedanke nahe lag, dieselben als schwebende Pfähle beizubehalten. Dessenungeachtet wurde aber die Platte berechnet, die gesamte Last des Gebäudes gleichmäßig auf den Baugrund zu übertragen. Die vorhandenen Pfähle, welche innerhalb der Umfassungswände standen, wurden so tief gekappt bezw. durch Holzkappen überdeckt, daß sie später weniger

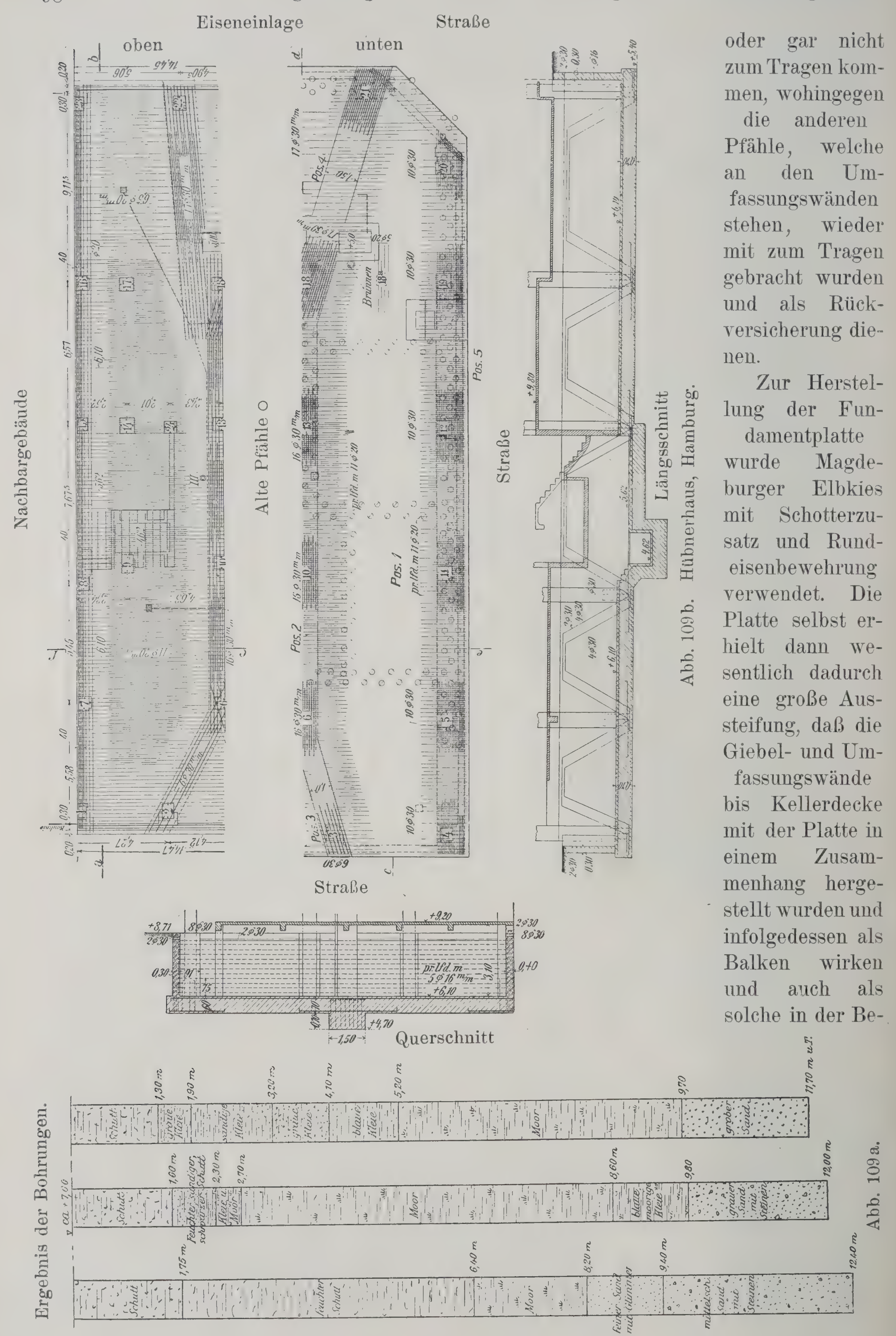


Abb. 109 b. Hübnerhaus, Hamburg.

Abb. 109 a.

oder gar nicht zum Tragen kommen, wohingegen die anderen Pfähle, welche an den Umfassungswänden stehen, wieder mit zum Tragen gebracht wurden und als Rückversicherung dienen.

Zur Herstellung der Fundamentplatte wurde Magdeburger Elbkies mit Schotterzusatz und Rundeisenbewehrung verwendet. Die Platte selbst erhielt dann wesentlich dadurch eine große Aussteifung, daß die Giebel- und Umfassungswände bis Kellerdecke mit der Platte in einem Zusammenhang hergestellt wurden und infolgedessen als Balken wirken und auch als solche in der Be-

rechnung behandelt wurden. In nachstehendem ist als Beispiel eine Position detailliert angegeben, die übrigen Positionen sind ähnlich behandelt. Die Rechnungsergebnisse sind aus nachfolgender Tabelle ersichtlich.

Der spezifischen Bodenpressung wurde 0,75 kg/cm² zugrunde gelegt.

Das Moment der Platten und Rippen ist nach $\frac{P \cdot l^2}{16}$, das der Wandbalken nach $\frac{P \cdot l^2}{10}$ gerechnet.

Die sich ergebenden Schubspannungen werden teils vom Beton, teils von den aufgebogenen Längseisen aufgenommen.

Platte:

Freie Länge = 6,50 m, Plattenbreite = 1,00 m, $M = \frac{650^2 \cdot 7500}{16} = 1980500$ kgcm.

Gewählt:

Plattenstärke = 70 cm, Nutzhöhe h = 65 cm,

Eiseneinlage $= f_e =$ 11 R.-E. 20 mm = 34,56 cm², $x = \frac{15 \cdot 34{,}56}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 65}{15 \cdot 34{,}65}} - 1\right) = 21{,}3$ cm.

Die Beanspruchung des Betons $= \sigma_b = \frac{2 \cdot 1980500}{100 \cdot 21{,}3\left(65 - \frac{21{,}3}{3}\right)} = 32{,}2$ kg/cm².

Die Beanspruchung des Eisens $= \sigma_e = \frac{1980500}{34{,}56\left(65 - \frac{21{,}3}{3}\right)} = 995$ kg/cm².

Pos.	Bezeichnung	Max. Moment kgcm	Querschnitt cm	b cm	f_e cm²	σ_b kg/cm²	σ_e kg/cm²
2	Mittelrippe	13 160 000	$h = 130$	150	113,0	34,5	1000
3	„	4 340 000	$h = 130$	100	42,4	21,1	865
4	„	13 500 000	$h = 130$	150	120,0	34,8	980
5	Wandbalken	13 450 000	30/320	100	56,5	15,4	855

Das Beispiel gibt uns Gelegenheit, eine Platte kennen zu lernen, die mit Rücksicht auf den Bauzweck in verschiedenen Höhen angeordnet worden ist und bei welcher die Platte auf einem Boden von recht verschiedener Tragfähigkeit aufruht.

Durch Unterteilung des Dachstocks stellt dieser imposante Bau ein acht Stock hohes Gebäude dar, das von der Fundamentplatte bis zum Dachfirst aus Eisenbeton hergestellt worden ist. Alle diese Umstände machen den Erfolg einer Plattenfundierung um so bemerkenswerter.

Wollte man unter einem ganzen Gebäude eine einheitliche Betonplatte in der früher erörterten Weise als Monolith herstellen, so würde man häufig selbst im Falle einer Bewehrung zu ganz gewaltigen Abmessungen gelangen. Diese Anordnung würde eine große Betonverschwendung bedeuten, da für die Tragfähigkeit allein die beiden Gurtungen maßgebend sind und eine entsprechende Versteifung derselben genügt. Dies führt zu einer Lösung, wie sie bereits früher gelegentlich der Beschreibung der Fundamente des „Essener Hofes“ (Abb. 84) erwähnt wurde; im großen Maßstabe wurde dieses Prinzip von der Firma Weirich u. Reinken für das Thaulow-Museum in Kiel verwendet (Abb. 110a u. b). Dasselbe liegt auf angeschüttetem Erdreich und wurde in der Weise durchgeführt, daß zwischen dem 10 cm starken Untergurt und Obergurt ein System von Stützen Verwendung fand, deren Zwischenräume mit Schotter ausgefüllt wurden (Abb. 110c).

Auf diese Weise wurde es möglich, eine 1 m starke Eisenbetonplatte herzustellen, deren Eisenbetonkubatur einer 30 cm-Platte entspricht. Die verbaute Fläche des Gebäudes beträgt z. B. beim Vorderbau $11{,}3 \cdot 17 = 192$ m², derselbe ruht auf einer Platte von $13{,}4 \cdot 17{,}76 = 238$ m². Die Gesamtbelastung durch Mauern beträgt 852 480 kg,



Abb. 110a.

die Decken- und Dachlast 351 380 kg. Verteilt auf 238 m², ergibt dies 0,5 kg/cm². Nun wurde die untere Platte so konstruiert, daß sie zur Aufnahme dieses Bodendrucks hinreichend stark war, wobei angenommen wurde, daß die Platte, welche 1,50 bis 2 m im Quadrat zeigte, auf allen 4 Seiten fest eingespannt war, unter Annahme von $M = \frac{q l^2}{32}$ für die Mittelfelder, $M = \frac{q l^2}{24}$ für die Endfelder. Dies ergab eine nutzbare Höhe von 10 cm und 9 R.-E. 7 mm für 1 lfd. m.

Abb. 110b.

Abb. 110a bis d. Thaulow-Museum in Kiel.

Von diesen Platten wurde die Last auf die Rippen übertragen und diese je nach der Mauerausteilung von den Mauern getragen gedacht. Die Abb. 110d zeigt die Platte im Bau. Die Abb. 110c zeigt die prinzipielle Anordnung. Der Vorteil dieser Anordnung liegt darin, daß der Obergurt der Platte sofort als Kellersohle dienen kann.

Offenbar liegt aber selbst in dieser sparsamen Anordnung noch eine Verschwendung, da es nicht nötig ist, die Gurtplatten oben und unten voll durchzuführen, man vielmehr dieselben durch eine Rippenplatte ersetzen kann und das Gewicht der Zwischenfüllung nicht von der Platte zu tragen lassen braucht.

Detail mit Anschluß der Hofplatte

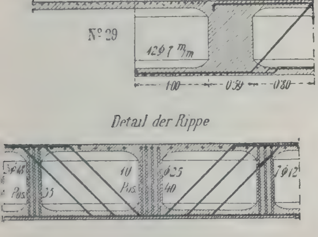


Abb. 110c.

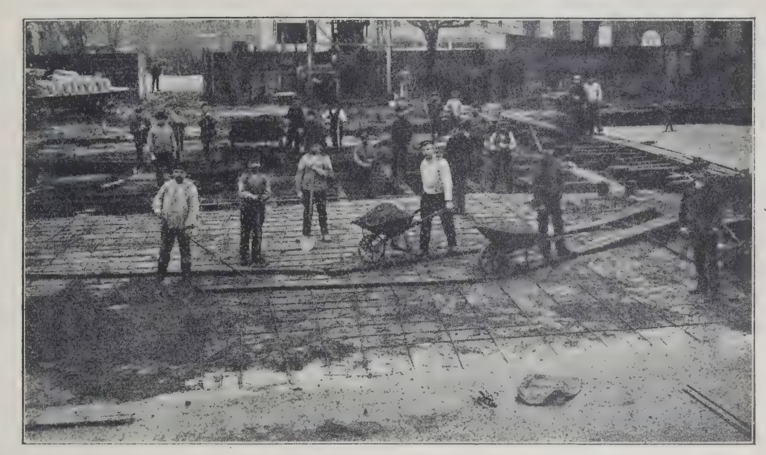


Abb. 110d.

Da die Rippen als eingespannte Träger wirken, so benötigen sie einer Druckgurtverstärkung, teilweise oben, teilweise unten. Es genügt aber wie bei der gewöhnlichen Rippenplatte nur eine durchzuführen, und ist es der Wahl des Konstrukteurs anheimgestellt, die Platten oberhalb oder unterhalb anzuordnen. Man hat viel über die Güte der beiden Anordnungen gestritten, ohne daß es möglich erscheint, einer derselben allgemein den Vorzug zu geben. Selbst die Menge des Aushubes ist im allgemeinen nicht von dieser Anordnung, sondern von der Höhenlage, bis zu welcher man mit der Platte herabzugehen für gut findet, abhängig. Denken wir uns die Höhenlage der Platte festgelegt, so erspart man durch die Anordnung der Rippen oberhalb derselben nicht nur den notwendigen Aushub, sondern es bleibt auch der Boden in seinen tieferen Schichten ungestört. Diese Anordnung ist besonders günstig, wenn man in der Lage ist, die Hausmauern direkt auf die Rippen zu stellen, da dieselben zu einer weiteren Versteifung der Grundplatte dienen. Diese Form findet sich hauptsächlich bei gleichzeitigem Bestreben nach wasserdichten Platten bevorzugt vor, sie ist die ältere, da sie sich aus dem umgekehrten Gewölbe zwischen den Gebäudemauern als Widerlager entwickelt hat; indem man anstatt der Gewölbe Eisenbetonplatten einzog, ergab sich das umgekehrte Bild von Abb. 106. Umgekehrt wird aber der Vorteil nicht zu unterschätzen sein, den die obere Platte dadurch abgibt, daß sie uns gleichzeitig einen Kellerfußboden ersetzt, ohne die Kommunikation durch die Rippen zu stören.

Fundamentplatten mit unteren Rippen.

Über die Entstehung dieser Anordnung verweisen wir auf Abb. 103 und auf das dort Gesagte. Die Abb. 111 zeigt uns eine kleine Ausführung dieser Art, als Gegenbild zu der in Abb. 106 dargestellten Fundamentplatte.

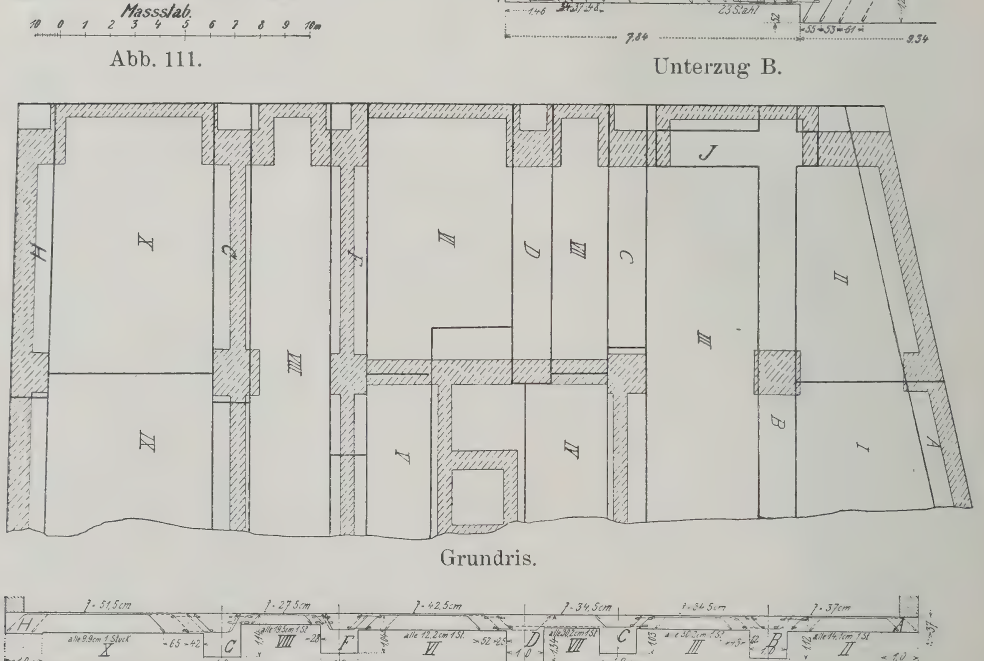
Als Fortsetzung zu der bei der Platte in Abb. 107 durchgeführten vollen Stärke zeigt die Abb. 112 einen Bau nach System Eggert, bei dem die dort nur gedachte Lastverteilung nunmehr deutlich hervortritt. Bei demselben wurde die Anordnung getroffen, den Mauerlasten entsprechende Längsträger anzuordnen. Die Abbildung zeigt ferner die Anordnung unter dem Längsträger B und einen Längsschnitt durch das ganze Gebäude. Es ist die Gründungsplatte des Medizinischen Warenhauses in Berlin.

Wir haben in Abb. 74 bereits einen Bau der Firma Westermann u. Co. besprochen, bei welchem die mittlere Platte in dieser Weise angeordnet wurde.

Im Sommer 1906 hat dieselbe Firma weitere drei Fundationsplatten in St. Gallen ebenfalls auf sehr schlechtem Terrain ausgeführt, und zwar für das Papiermagazin der Herren Huber u. Co., für das Geschäftshaus des Herrn Fenkart und für das Kaufmännische Vereinshaus. Dieselben sind in ganz ähnlicher Weise hergestellt, nur entsprechend stärker gehalten, da diese

Abb. 111.

Unterzug B.



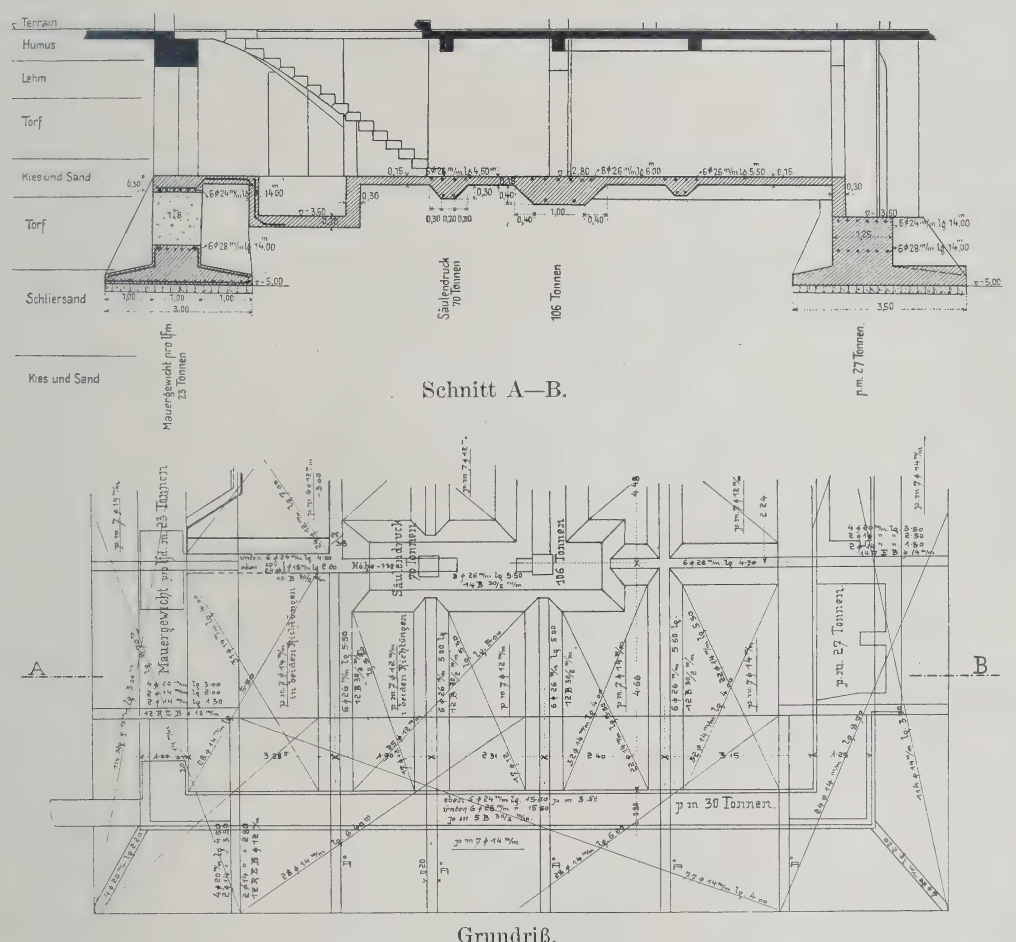
Grundris.

Abb. 112. Schnitt. Medizinisches Warenhaus in Berlin.

Häuser große Nutzlasten aufzunehmen haben. Einige Abweichungen bietet nur die Gründung des Hauses Fenkart, da hier Vertiefungen für Heizung und Aufzug angeordnet werden mußten; auch mußte der Träger unter der Brandmauer mit Rücksicht auf eine mögliche größere Tiefe des Kellers des später zum Anbau gelangenden Nebengebäudes

erheblich tiefer gelegt werden. Sämtliche drei Fundationsplatten sind auf Steinbett- und Stampfbetonunterlage ausgeführt, und zwar beträgt der Durchschnittspreis 45 bis 50 Francs für 1 m².

Bei dem Geschäftshaus des Herrn Fenkart in St. Gallen sehen wir ähnlich wie in Abb. 113 für die Umfassungsmauern einen besonderen tieferen Plattenrost angeordnet, während sich das ganze Netz der Zwischenmauern auf eine höher gelegene Platte mit unteren Rippen stützt, die mit den Fundamenten der Außenmauern zu einem einheitlichen Ganzen verbunden wurde.



Schnitt A—B.

Grundriß.

Abb. 113. Geschäftshaus in St. Gallen.

Dieselbe Firma hat 1902 die k. k. Bezirkshauptmannschaft in Feldkirch erbaut, die sich vollständig auf Seesand befindet, während das daran angebaute Vorarlberger Landesmuseum sich zur Hälfte auf diesem Untergrunde befindet. In diesen zwei Fällen entschloß man sich, nachdem eine Pfählung wegen der großen Tiefe des festen Grundes (über 15 m) nicht ausführbar war, das ganze Gebäude auf eine Betonplatte zu stellen. Die Fundationsplatte wurde im Oktober 1902 bei Tiefwasserstand ausgeführt und bot keinerlei Schwierigkeiten. Die Platte ist 10 cm stark und hat unter den Hauptmauern Verstärkungen bis 50 cm, die größte Bodenpressung ist auf etwa 0,8 kg/cm² berechnet. Der Aushub in etwas lehmiger Schicht war derartig ausgeführt,

daß die Eisen direkt verlegt werden konnten und daß ohne Herstellung einer besonderen Unterlage direkt auf das Erdreich betoniert werden konnte. Die ganze Arbeit war in etwa 3 Wochen beendet, und 1 m² Fundationsplatte kostete etwa 40 Kr. Beim Bau des Landesmuseums konnte die eine Hälfte des Gebäudes, weil auf tragfähigem Boden stehend, auf gewöhnliche Weise fundiert werden.

Beide Häuser erhielten durchweg Eisenbetondecken und haben sich nach Fertigstellung, offenbar durch Zusammendrückung des Bodens, ziemlich gleichmäßig um 5 cm gesenkt. Es sind aber keinerlei Risse oder anderweitige ungleichmäßige und daher unangenehme Setzungen vorgekommen.

Von sonstigen Beispielen sei noch ein Fundament des Geschäftshauses R. Nitzsche in Hamburg[1]) erwähnt, dessen statische Berechnung sich in der unten angezogenen Quelle vorfindet.

Im Anschluß sei eine Veröffentlichung des Herrn Dr.-Ing. Th. Gesztessy, Berlin ausführlich wiedergegeben. Das Beispiel gibt uns gleichzeitig Gelegenheit, eine Ausführung mit Grundwasserabdichtung darzulegen und die Berechnung dieser Ausführung zu zeigen. Es handelt sich um einen Zubau der Bank für Handel und Industrie in Berlin in der nächsten Nähe der Spree, wobei der tiefste Punkt der Fundierung gewöhnlich 1,54 und bei dem Keller 2,84 m unter den höchsten Grundwasserstand zu liegen kommt. Das Gebäude (Abb. 114) steht auf einer Platte, die nicht durch einen Rippenrost, sondern nur durch nach einer Richtung verlaufende Rippen gestützt ist. Diese Rippen tragen die Pfeiler und Umfassungswände.



Abb. 114. Zubau der Bank für Handel und Industrie in Berlin.

Der Baugrund besteht ziemlich gleichmäßig aus scharfem Sande, der allerdings den Nachteil hat, das Wasser leicht durchzulassen. Die große Baugrube konnte auch mit Rücksicht auf die benachbarten Gebäude natürlich nicht durch Spundwände eingefaßt werden. Der Wasserspiegel wurde daher — wie dies in Berlin mit seinem wasserreichen Untergrunde meistenteils der Fall ist — durch Brunnen abgesenkt. Die Saugröhren wurden bis etwa 1 m unter die auszuschachtende Sohle eingelassen und durch die übliche Rohrleitung verbunden; die Abmessungen aller Röhren waren reichlich gewählt, um auf jeden Fall Sicherheit auch bei größerem Wasserandrange zu haben. Die Saugröhren stehen in Abständen von etwa 8 m, und die Absenkung des Grundwassers, die selbstverständlich Tag und Nacht ohne Unterbrechung betrieben wurde, hat zu Anständen keinerlei Veranlassung gegeben, so daß die Fundierung in durchaus

[1]) Zement und Beton 1908, Nr. 22.

trockener Baugrube ausgeführt werden konnte. Der Bauplatz war insofern recht beschränkt, als der ausgeschachtete Sand für die Maurerarbeiten Verwendung finden sollte und deshalb nur zum Teil abgefahren werden konnte, und weil die großen Absteifungen der Nachbargebäude und der Straßen die Baustelle recht einschränkten. Auch das Unterfangen der Nachbargiebel, die weniger tiefe Gründungen als der Neubau besitzen, konnte nur nach und nach vorgenommen werden. Die Fundierung mußte

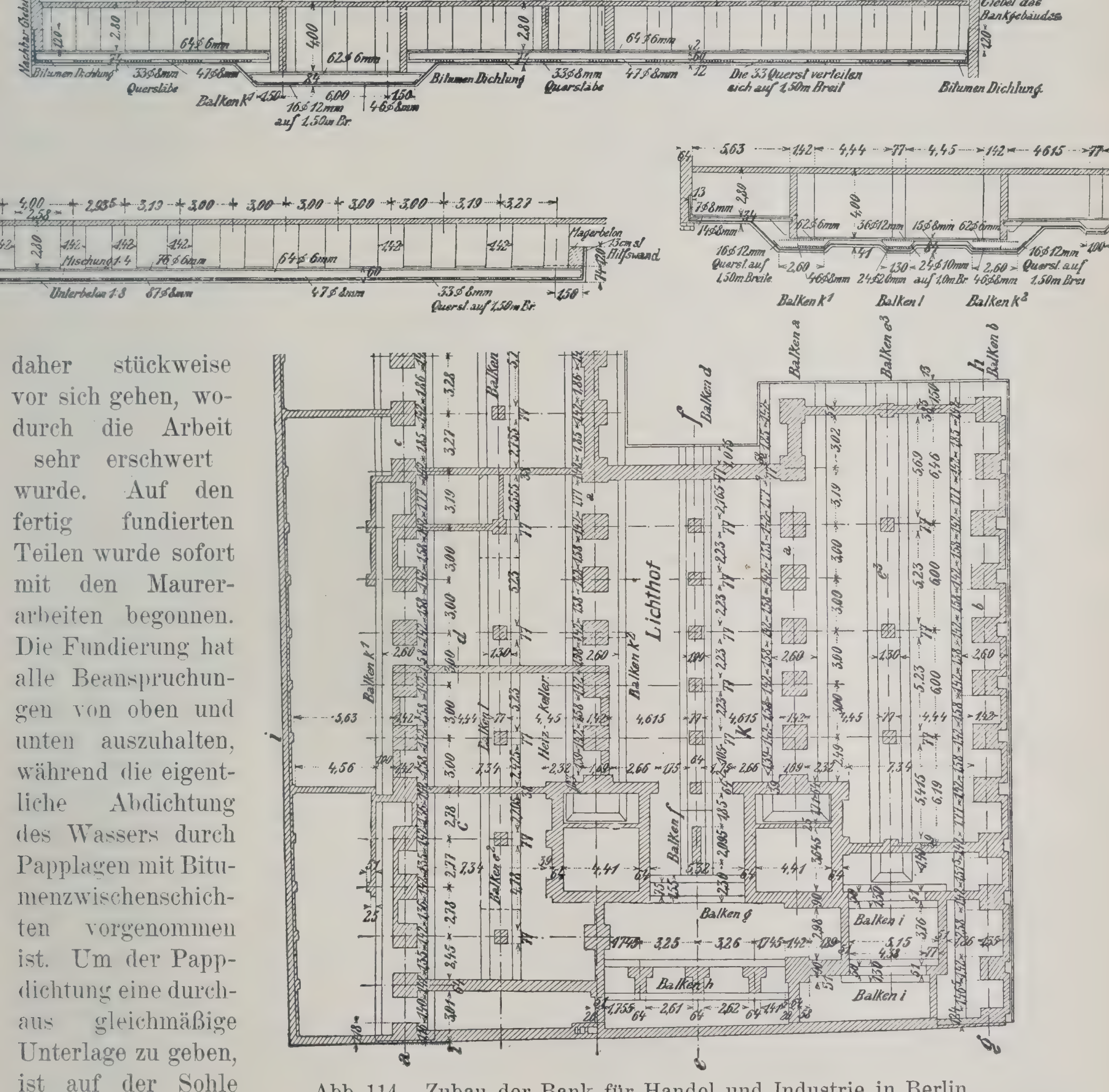


Abb. 114. Zubau der Bank für Handel und Industrie in Berlin.

daher stückweise vor sich gehen, wodurch die Arbeit sehr erschwert wurde. Auf den fertig fundierten Teilen wurde sofort mit den Maurerarbeiten begonnen. Die Fundierung hat alle Beanspruchungen von oben und unten auszuhalten, während die eigentliche Abdichtung des Wassers durch Papplagen mit Bitumenzwischenschichten vorgenommen ist. Um der Poppdichtung eine durchaus gleichmäßige Unterlage zu geben, ist auf der Sohle zunächst eine 10 cm starke Betonierung mit ebenem Abzug hergestellt worden. Auf diese Schicht kam zuerst ein Bitumenanstrich, dann eine Papplage; hierauf folgte eine zweite Bitumenschicht und die zweite Papplage und endlich die dritte Schicht mit der dritten Papplage. Auf der dritten Papplage befindet sich noch ein Bitumenüberzug. Zug um Zug nach der Dichtung wurde dann die eigentliche Tragplatte mit den Balken her-

gestellt, wobei die Eiseneinlagen zum Anschluß der Nachbarteile aus den fertigen Stücken herausstanden und mit Schleifen versehen waren, in welche sich die neuen Eiseneinlagen einhakten. Bei Plattentrennungen hat auch zum Teil eine Überdeckung der Eiseneinlagen stattgefunden. Die Abb. 112 zeigt Teile der Baugrube während der Betonierungsarbeiten. Die Ausführung der Fundierung hat eine Zeit von rund 6 Wochen in Anspruch genommen, und etwa 10 Tage nach Beendigung der Betonierung ist der Pumpenbetrieb eingestellt worden. — Die Ausführung des Baues erfolgte durch die Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.

Statische Berechnung.

Für die statische Berechnung können die Platten als fest eingespannt zwischen den Balken angesehen werden, jedoch ist von einer vollkommenen Einspannung abgesehen und das Moment in Plattenmitte statt

$$M = \frac{pl^2}{24} \text{ zu } M = \frac{pl^2}{18}$$

angenommen worden, worin p die Belastung auf 1 m Länge und l die Stützweite der Platte bedeutet. Für die letztere ist zur Sicherheit das Lichtmaß zwischen den Pfeilern eingeführt, obwohl die untere Fläche der Balken, zwischen denen die Platte eingespannt ist, die Pfeilerbreite um 33 bis 59 cm überragt (Abb. 113a). Das Einspannungsmoment beträgt dann nach Abb. 113b

$$M_1 = \left(-\frac{1}{8} + \frac{1}{18}\right) pl^2 = -\frac{5}{72} pl^2.$$

Um den Rechnungsgang zu zeigen, sei hier die Berechnung der Platte 1 durchgeführt (s. Querschnitt).

Die Unterkante der sämtlich 20 cm starken Platten liegt 0,80 + 0,20 = 1 m unter Grundwasserstand, somit ist der Auftrieb . . . . 1000 kg/m²

Gewicht der Platte und des 2 cm starken Estrichs abzuziehen

$0{,}2 \cdot 2400 + 0{,}02 \cdot 2000 =$ 520 „

480 kg/m²

$p =$ rd. 500 kg/m

$=$ 5 kg/cm.

Die Stützweite der Platte 1 (Abb. 114) beträgt $l = 4{,}45$ m, somit ist

$$M = \frac{5 \cdot 445^2}{18} = 55\,000 \text{ cmkg (Plattenmitte)}$$

$$M_1 = -\frac{5 \cdot 5 \cdot 445^2}{72} = -68\,800 \text{ cmkg (Auflager)}.$$

Für die Plattenmitte ist

$$h = 20 \text{ cm}$$
$$a = 2 \text{ cm}$$
$$h - a = 18 \text{ cm}$$
$$f_e = 3{,}08 \text{ cm}^2 \text{ (8 Stäbe 7 mm Durchm.)}.$$

Somit ist mit den bekannten Bezeichnungen für eine Plattenbreite $b = 100$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 3{,}08}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18}{15 \cdot 3{,}08}} - 1\right) = 3{,}64 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 55\,000}{100 \cdot 3{,}64 \left(18 - \frac{3{,}64}{3}\right)} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{55\,000}{3{,}08 \left(18 - \frac{3{,}64}{3}\right)} = 1065 \text{ kg/cm}^2.$$ [1])

An den Plattenenden ist mit den gleichen Eiseneinlagen, die 20 cm unter Balkenoberkante durchgeführt sind,

$$x = \frac{15 \cdot 3{,}08}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 20}{15 \cdot 3{,}08}} - 1\right) = 3{,}87 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 68\,800}{100 \cdot 3{,}87 \left(20 - \frac{3{,}87}{3}\right)} = 19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{68\,800}{3{,}08 \left(20 - \frac{3{,}87}{3}\right)} = 1192 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Balken unter den Frontpfeilern der Lichthoffronten (vergl. Grundriß *no*), dessen Berechnung hier als Beispiel durchgeführt werden möge, ist wegen der großen Pfeilerbreite = 1,42 m und der nur 3 m betragenden Achsweite als eingespannt mit

$$M = \frac{p\,l^2}{24} \text{ bezw. } M_1 = \frac{p\,l^2}{12}$$

berechnet worden, wobei als Stützweite $l = 1{,}58 + 0{,}20 = 1{,}78 = \sim 1{,}80$ m in Rechnung gestellt wurde.[2]) Der am stärksten belastete Frontpfeiler wiegt bis zur Fundamentplatte 150 t.

Pfeilergegendruck (Pfeilerabstände = 3 m) somit $\frac{150}{3}$ . . . . . . = 50,00 t

Auftrieb der Platten 1 und 2 (Abb. 114) $\frac{3{,}6 + 3{,}92}{2} \cdot 0{,}5$ . . . . . = 1,88 „

Auftrieb des Balkens (0,6 m hoch) (Abb. 115) $2{,}6 \cdot 1{,}4 + 0{,}8 \cdot 1{,}2$. = 4,60 „

rund 56,50 t.

Es ist somit

$$M = \frac{56{,}5 \cdot 1{,}8^2}{24} = 7{,}63 \text{ mt}$$

$$M_1 = -\,7{,}63 \cdot 2 = -\,15{,}26 \text{ mt.}$$

Angenommen ist

$$b = 260 \text{ cm (ungünstig gerechnet)}$$

$$h - a = 60 - 2 = 58 \text{ cm}$$

$$f_e = 18{,}09 \text{ cm}^2 \text{ (64 Stäbe 6 mm Durchm.)}$$

$$x = \frac{15\,.\,18{,}09}{260} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 260 \cdot 58}{15 \cdot 18{,}09}}\right) = 10 \text{ cm.}$$

[1]) Nach den am 24. Mai 1907 erschienenen neuen preußischen ministeriellen Bestimmungen ist jetzt nur $\sigma_e = 1000$ kg/cm² zulässig.

[2]) Nach den ministeriellen Bestimmungen also Lichtweite + Plattenstärke.

Die Spannungen in Balkenmitte sind dann

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 753\,000}{260 \cdot 10 \left(58 - \frac{10}{3}\right)} = 10{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{763\,000}{18{,}09 \left(58 - \frac{10}{3}\right)} = 775 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Berechnung der Schubspannungen folgt aus Abb. 116 die Gleichung der statischen Momente der Flächenteile für die Nullinie

$$\frac{b x^2}{2} + \frac{x^2}{2} \frac{2}{3} x = 15 f_e (h - x) \text{ oder}$$

$$2 x^3 + 3 b x^2 + 90 f_e x = 90 f_e h \; (f_e = \sim 18 \text{ cm}^2)$$

$$2 x^3 + 3 \cdot 260 \cdot x^2 + 90 \cdot 18 \cdot x = 90 \cdot 18 \cdot 58$$

$$2 x^3 + 780 x^2 + 1620 x = 93\,960,$$

hieraus

$$x = 9{,}9 \text{ cm}.$$

In der Nullinie ist

$$b = 260 + 2 \cdot 9{,}9 = \sim 280 \text{ cm}.$$

Die größte Querkraft tritt in den Wendepunkten des eingespannten Balkens auf, welche in den Abständen

$$\xi = 0{,}21\, l = 0{,}21 \cdot 1{,}8 = 0{,}38 \text{ m}$$

von den Auflagern liegen.

Der Teil des Balkens zwischen den Momentennullpunkten hat dann die Länge

$$\lambda = 1{,}8 - 2 \cdot 0{,}38 = 1{,}04 \text{ m},$$

und die größte Querkraft beträgt

$$V = \frac{56{,}5 \cdot 1{,}04}{2} = 29{,}38 \text{ t}.$$

Die Schubspannung ist

$$\tau = \frac{29\,380}{280 \left(58 - \frac{9{,}9}{3}\right)} = 1{,}9 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Eiseneinlagen ist ein Umfang erforderlich

$$U = \frac{29\,380}{4{,}5 \cdot 54{,}7} = 119 \text{ cm}.$$

Die 64 Stäbe 6 mm Durchm. besitzen $U = 120{,}64$ cm. An den Einspannungsstellen ist zu setzen (Abb. 117) $b = 380$ cm, $h - a = 58$ cm, ferner ist die untere Eiseneinlage $f_e = 23{,}63$ cm² (47Stäbe 8 mm Durchm.) mit einem Umfang $U = 118{,}13$ cm.

Die Lage der Nullinie folgt wieder aus der Gleichung

$$\frac{b x^2}{2} - \frac{x^3}{3} = 15 f_e (h - x)$$

$$2 x^3 + 90 f_e h = 3 b x^2 + 90 f_e x$$

$$2 x^3 + 90 \cdot 23{,}63 \cdot 58 = 3 \cdot 380 x^2 + 90 \cdot 23{,}63 x.$$

Es ergibt sich $x = 9{,}6$ cm.

Ferner folgt
$$U = \frac{29\,380}{4{,}5\left(58 - \frac{9{,}6}{3}\right)} = 115{,}1 \text{ cm}$$
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1\,526\,000}{380 \cdot 9{,}6 \cdot 54{,}8} = 15{,}3 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = \frac{1\,526\,000}{23{,}63 \cdot 54{,}8} = 1178 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft an der Pfeilerkante ist
$$V_1 = \frac{1{,}58}{2} \cdot 56{,}5 = 44{,}64 \text{ t}.$$

Der Betonquerschnitt ist
$$f_b = \frac{380 + 260}{2} \cdot 60 = 19\,200 \text{ cm}^2.$$

Die Scherspannung beträgt somit
$$\tau_1 = \frac{3}{2} \cdot \frac{44\,640}{19\,200} = 3{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querbewehrung des Balkens unter dem Pfeiler durch 38 Stäbe 12 mm Durchm. ist wie folgt berechnet:

Der Gegendruck, der auf den Freiträger von 0,99 m Länge und 3 m Breite kommt, beträgt (Abb. 118)
$$\frac{50}{1{,}42 + 2 \cdot 0{,}99} \cdot 0{,}99 \cdot 3 = 43{,}67 \text{ t}.$$

Dieser erzeugt das Einspannungsmoment
$$M_1 = \frac{43{,}67 \cdot 0{,}99}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 21{,}62 \text{ mt}.$$

Hierzu das Moment vom Auftrieb der Platte 2
$$\frac{3{,}92}{2} \cdot 0{,}5 = 0{,}98 \text{ t}$$
$$M_2 = 0{,}98 \cdot 0{,}99 \cdot 3 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 2{,}91 \text{ „}$$

ferner vom Auftrieb des Balkens
$$\frac{4{,}6 \cdot 0{,}99}{1{,}42 + 2 \cdot 0{,}99} = 1{,}34 \text{ t}$$
$$M_3 = 1{,}34 \cdot 3 \cdot \frac{0{,}99}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 1{,}99 \text{ „}$$
$$M_1 + M_2 + M_3 = 26{,}52 \text{ mt}.$$

Es ist
$$b = 150 \text{ cm (Breite der Querbewehrung)}$$
$$h - a = 58 \text{ cm},$$

ferner
$$f_e = 43 \text{ cm}^2 \text{ (38 Stäbe 12 mm Durchm.)},$$

somit
$$x = \frac{15 \cdot 43}{150}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 58}{15 \cdot 43}} - 1\right) = 18{,}6 \text{ cm}$$
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 2\,652\,000}{150 \cdot 18{,}6\left(58 - \frac{18{,}6}{3}\right)} = 36{,}8 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = \frac{2\,652\,000}{43{,}0\left(58 - \frac{18{,}6}{3}\right)} = 1192 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch die Balken der Vorderfront unter den Pfeilern des Lichthofes sind wie vorher als fest eingespannt berechnet, während die Balken, auf denen Pfeiler von größerem Achsstand (im Mittel etwa 6 m) ruhen, z. B. die Fundamente unter den Pfeilern inmitten der Vordergebäude, als durchlaufende Träger, die von unten gleichmäßige Belastung erhalten und deren Stützen die Pfeiler sind, berechnet wurden.

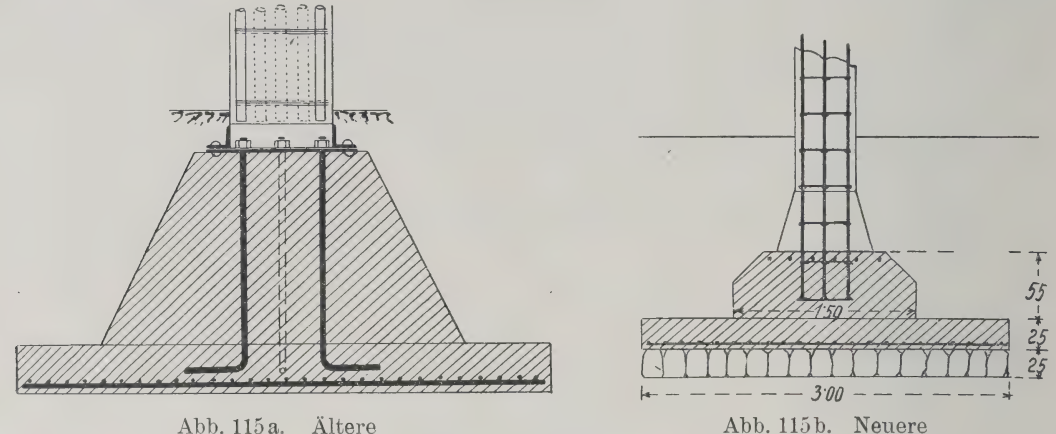
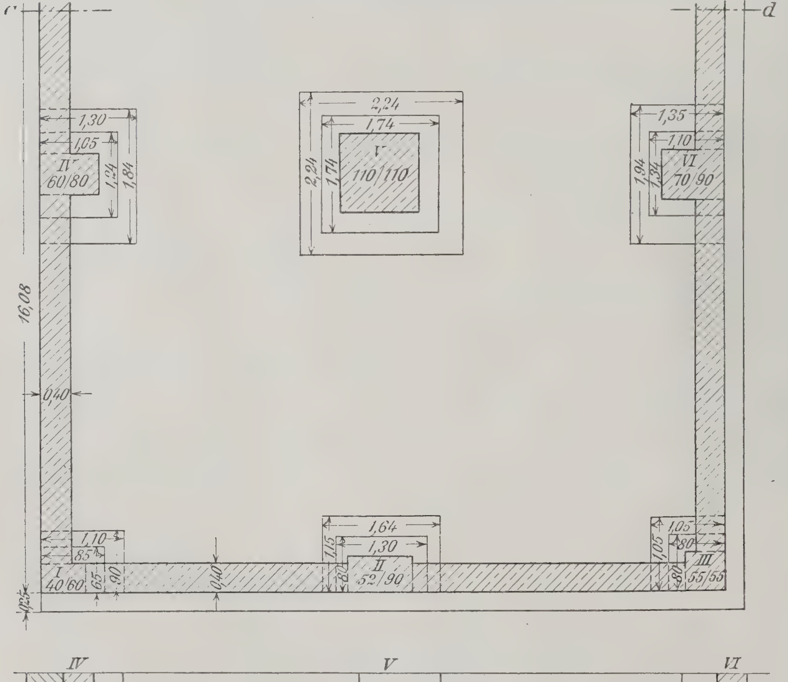


Abb. 115a. Ältere Abb. 115b. Neuere

Nachahmung von den im Eisenbau üblichen Formen.



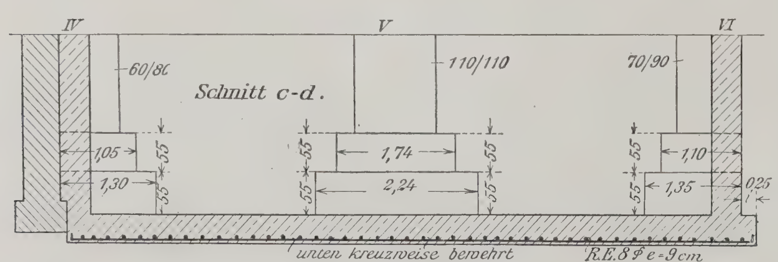


Abb. 116. Speicher in Berlin.

Fundamentplatten mit oberen Rippen.

Über die Entstehung dieser Anordnung geben die Abb. 105, 106 und die Abb. 115a u. b Auskunft. Bei dieser Anordnung wurde zunächst die Druckübertragung, wie sie bei Mauerwerk üblich war, beibehalten. Abb. 115a ist eine ältere Ausführung einer Monierfirma, bei welcher noch ein Eisenschuh zwischen Säule und Fuß für notwendig gehalten wurde. Die Abb. 115b stellt als ein zweites, auch heute noch

viel verwendetes Stadium der Entwicklung einen Säulenfuß eines Silos dar, unter welchem sich die druckverteilende Platte befindet.

Diese Unterteilung zwischen Säulenfuß und Fundamentplatte findet sich häufig insbesondere bei Speicherbauten von Wayss u. Freytag vor. So führt u. a. die Zement A. G. Hannover, Speicher in Hildesheim, am Sofienhafen in Halle, in Pelplin an, die auf diese Weise ausgeführt wurden. Als ein einfaches Beispiel dieser Art verweisen wir auf Abb. 116 einen Speicher am alten Hamburger Bahnhofe in Berlin. Bei diesem wurde eine 40 cm starke Platte ausgeführt, entsprechend einem Bodendruck von 2,5 kg/cm². Die Platte ist mit einem oberen und unteren Eisennetz aus Rundeisen 8 mm und 20 cm Maschenweite versehen. Diese Fundierungsart hat sich bisher bestens bewährt. Trotzdem die Speicher zeitweise auf der einen Seite vollständig gefüllt, auf der andern vollständig entleert waren, hat sich keine ungleichmäßige Setzung gezeigt. Es scheint wohl zweifellos, daß die auf der Zeichnung vorhandene Scheidung zwischen Fuß und Platte in Wirklichkeit nicht in Frage kommt. Das Ganze stellt vielmehr ein monolitisches oder wenigstens statisch einheitlich wirkendes Bauwerk dar.

Coignet versucht eine Unterscheidung in dem Sinne, je nachdem der Boden einen mehr flüssigen oder einen festen erdigen Charakter hat. Er hält dafür, daß das schwimmende Bauwerk mit Rippen unten mehr Aussicht auf Stabilität hat, daß dagegen bei einem festen Erdreich das wichtigste in der tunlichst abgestuften Verteilung der Einzelkräfte und Überführung derselben in die gleichförmig verteilte Bodenreaktion besteht. Dieser Aufgabe kann seiner Ansicht nach am besten eine Form entsprechen, die die Rippen oberhalb der Platte anordnet; als Beispiel hierfür sei eine seiner Ausführungen bei einem Wasserreservoir in Spanien (Abb. 117) angeführt, in demselben begnügt er sich nicht mit den kreuzweisen Rippen a und b, sondern ordnet noch diagonale Rippen c an. Jedenfalls wird auf diese Weise ein hoher Grad von Steifigkeit in der Platte selbst erzeugt und ist demgemäß auch auf eine gleichförmige Verteilung der Bodenlast und der Setzungen zu rechnen.

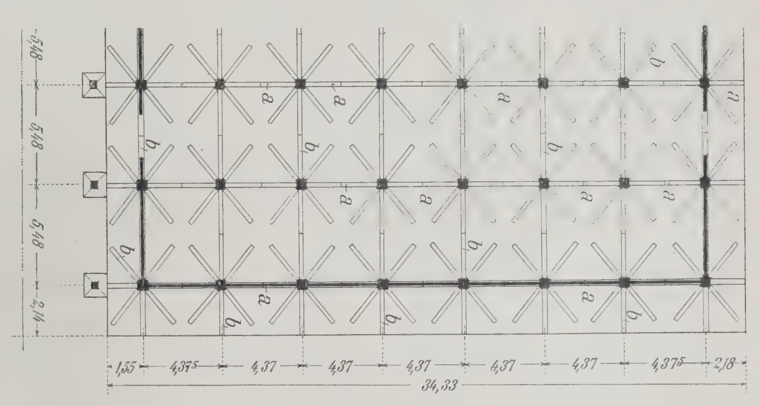


Abb. 117a.
Boden eines Wasserbehälters nach Entwurf Ed. Coignet.

Da mit dieser Art der Versteifung das Auftreten der Durchbiegung und weiter der Risse zusammenhängt, so ist dieser Umstand bei Reservoiren und ähnlichen Bauwerken nicht zu übersehen, sonst aber, wo es sich nur um gewöhnliche Fundamente handelt und man vor einer Druckverteilung wie in Abb. 27 nicht zurückschreckt, besteht für diese Anordnung kein Zwang. In beiden Fällen wird angenommen, daß die Gesamtlast sich auf die ganze Platte verteilt und von dieser auf die Mauern übertragen wird. Es handelt sich darum, diesen umgekehrten Gedankengang mit der normalen Reihenfolge in Einklang zu bringen, nach welcher sich die Mauerlasten auf den Untergrund verteilen. Tatsächlich ist der Vorgang so, daß der tiefere Konstruktionsteil, sei es Platte, sei es Rippenrost, zunächst die ganze Last trägt

und erst in dem Maße, als der Boden sich setzt, von dem oberen Konstruktionsteil entlastet wird.

Ein zweites Beispiel dieser Art zeigt uns Abb. 118, die Fundamente der von

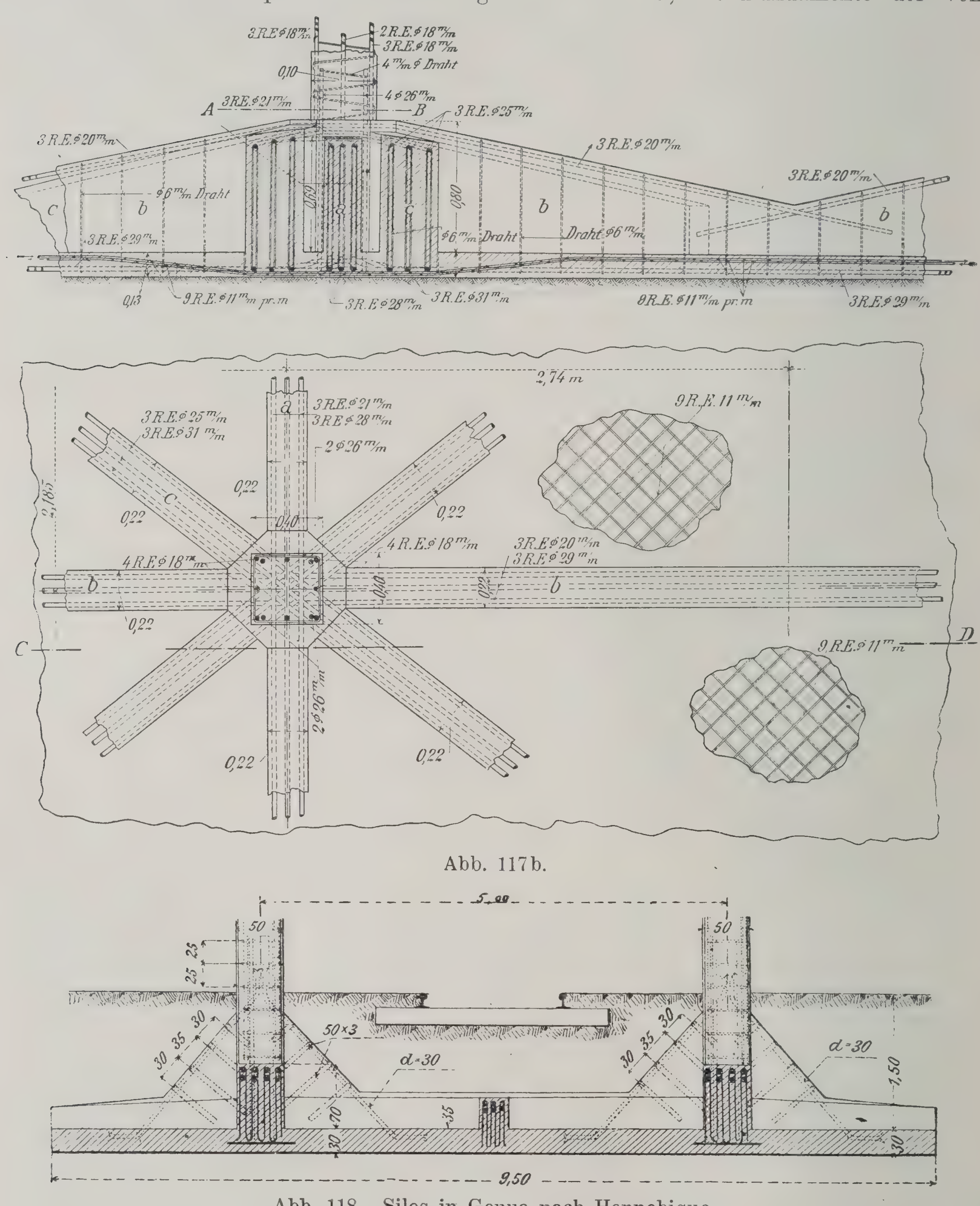


Abb. 117b.

Abb. 118. Silos in Genua nach Hennebique.

Hennebique 1902 erbauten Silos in Genua, die derselbe in ganz ähnlicher Weise bei einer großen Reihe von Bauten angewendet hat, z. B. bei Silos in Lens.

Die denkbar beste Verbindung wird dort erzielt, wo man nicht nur einzelne Rippen in die Mauern hinaufführt, sondern gleich die ganze Mauer bezw. das ganze

Bauwerk als einen integrierenden Teil des Fundaments ausbildet. Beispiele dieser Art hat insbesondere Cottancin in Frankreich und England ausgeführt mit Hilfe seiner bewehrten Hohlziegel und dem von ihm benutzten Netzwerksystem. Abb. 119 stellt eine Fabrik und ein Maschinenfundament dieser Art dar. Die Zellen werden dann, soweit sie nicht Vertiefungen entsprechen, mit einem schweren, aber mageren Füllbeton ausgefüllt, da bei diesen Bauten in erster Linie das Gewicht der Fundamentplatte für den Gebrauch in Frage kommt. Einen ähnlichen Bau verzeichnet auch Unciti, Madrid. Diese statische Einbeziehung des aufgehenden Mauerwerks als Versteifung der Fundamentplatte wäre immer anzustreben. Siehe hierzu insbesondere die in Abb. 109b ersichtliche Anordnung.

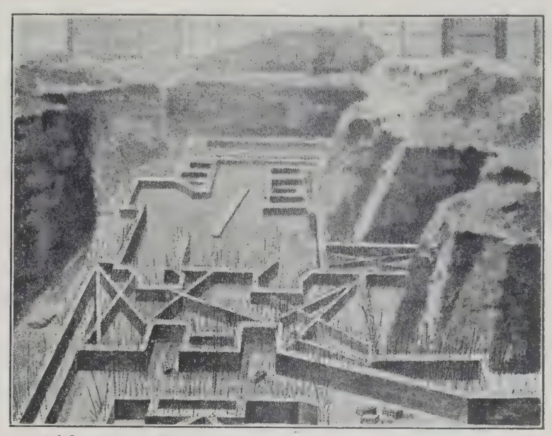
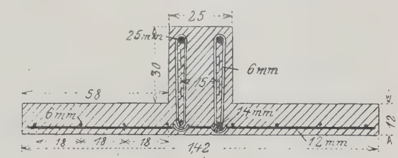
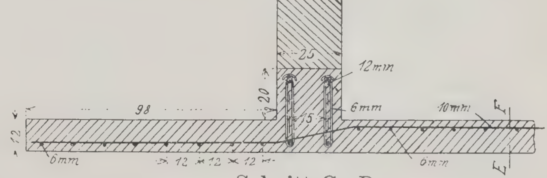


Abb. 119. Fundamentplatte und Mauern als Monolith nach Cottancin.

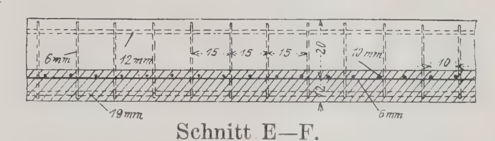
Ein einfaches Beispiel mit Rippen oben zeigt uns Abb. 120, ein Kesselhaus in Rainham (Essex). Bei demselben wurden die Mauern soweit als nötig mit solchen Mauerfüßen versehen und außerdem die Kesselfundamente auf eine Platte verlegt, 12,2 m im Geviert, die mit 6 hohen Rippen versehen war, welche die Untermauerung der Kessel tragen. Die Platte hatte eine Last zu tragen, die gleichmäßig verteilt 3 kg für 1 cm² entsprach durch Benutzung der höheren Tragfähigkeit einer oberen Erdschicht, unterhalb welcher sich wasserführende und nicht tragfähige Schichten befinden.



Schnitt A—B.



Schnitt C—D.



Schnitt E—F.

Das Beispiel ist von Interesse im Gegensatz zu Abb. 76, einer Kesselplatte mit Rippen unten, und zu Abb. 69, wo eine gleich starke Platte zur Fundierung eines Ofens dient, und schließlich zu dem gleichen Zweck dienende Bauten Abb. 121, 128 u. a. m.

Ein Beispiel, das verschiedene Varianten der Ausführung umfaßt, bietet sich uns in den von Herrn Ingenieur Deimling entworfenen Fundamentplatten (Abb. 121a bis e) dar.

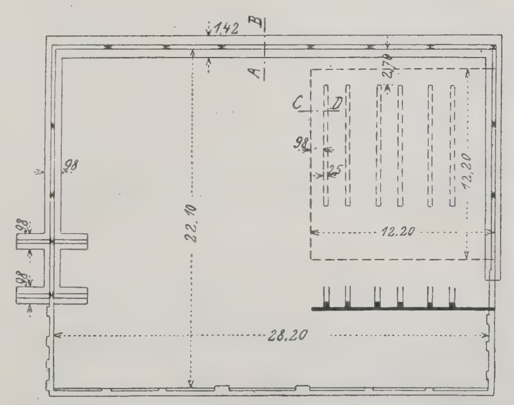


Abb. 120. Maschinenhaus u. Kesselfundament in England.

Die Gebäude sind von der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten

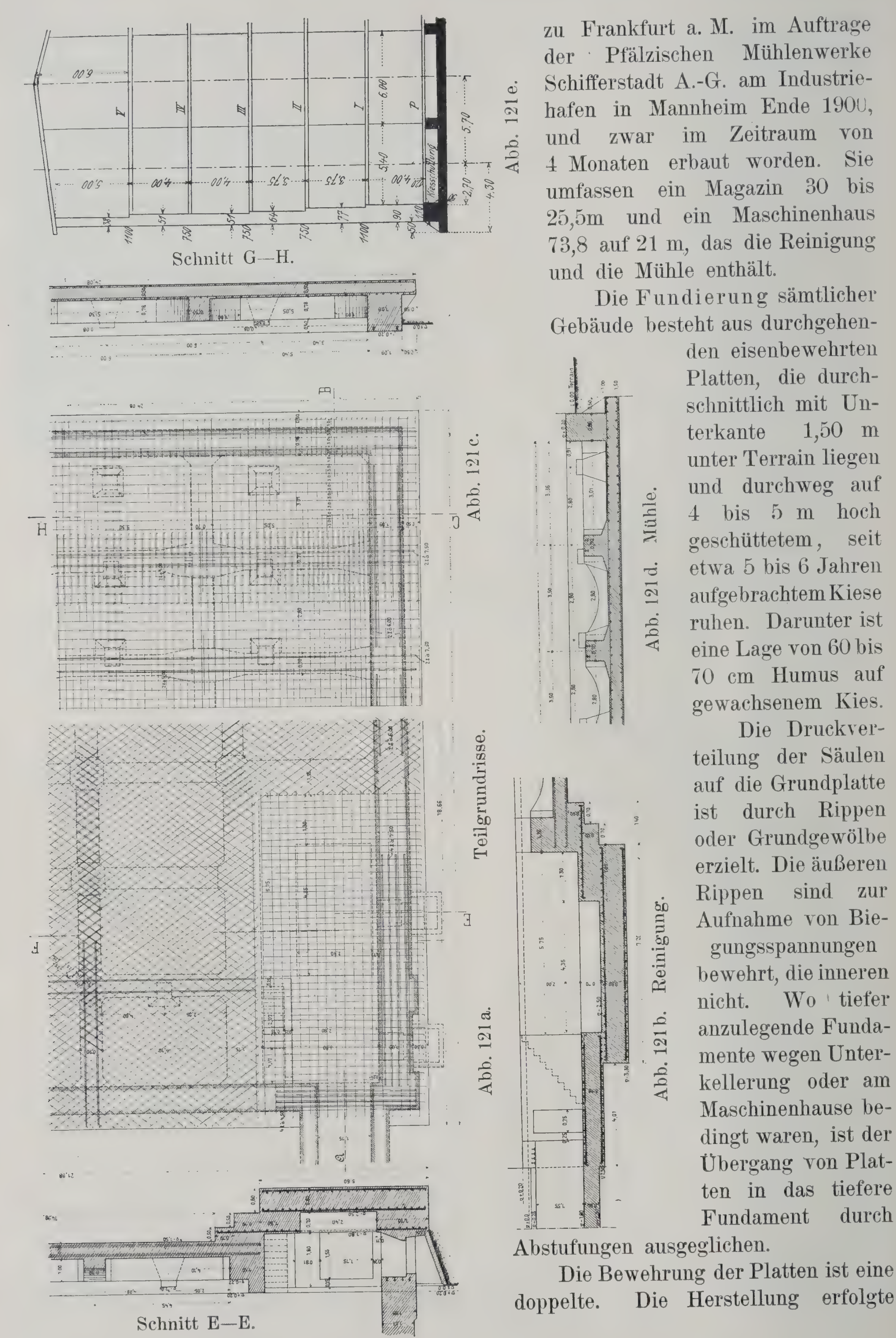

Abb. 121 e. Schnitt G—H.

Abb. 121 c. Abb. 121 a. Teilgrundrisse.

Schnitt E—E.

Abb. 121 d. Mühle.

Abb. 121 b. Reinigung.

zu Frankfurt a. M. im Auftrage der Pfälzischen Mühlenwerke Schifferstadt A.-G. am Industriehafen in Mannheim Ende 1900, und zwar im Zeitraum von 4 Monaten erbaut worden. Sie umfassen ein Magazin 30 bis 25,5m und ein Maschinenhaus 73,8 auf 21 m, das die Reinigung und die Mühle enthält.

Die Fundierung sämtlicher Gebäude besteht aus durchgehenden eisenbewehrten Platten, die durchschnittlich mit Unterkante 1,50 m unter Terrain liegen und durchweg auf 4 bis 5 m hoch geschüttetem, seit etwa 5 bis 6 Jahren aufgebrachtem Kiese ruhen. Darunter ist eine Lage von 60 bis 70 cm Humus auf gewachsenem Kies.

Die Druckverteilung der Säulen auf die Grundplatte ist durch Rippen oder Grundgewölbe erzielt. Die äußeren Rippen sind zur Aufnahme von Biegungsspannungen bewehrt, die inneren nicht. Wo tiefer anzulegende Fundamente wegen Unterkellerung oder am Maschinenhause bedingt waren, ist der Übergang von Platten in das tiefere Fundament durch Abstufungen ausgeglichen.

Die Bewehrung der Platten ist eine doppelte. Die Herstellung erfolgte

schichtenweise in der Art, daß direkt auf dem festgerammten Kiese die Eisen der unteren Schicht aufgelegt und geflochten wurden. Untergelegte Backsteinstücke brachten die Eiseneinlage etwa 6 cm hoch über den Kies und gestatteten eine vollständige Umhüllung durch den erst in dünneren Schichten von etwa 10 cm aufgebrachten Beton.

Zum besseren Verbande der einzelnen Schichten unter sich und zur Sicherung gegen horizontale Schubkräfte sind in den frischen Schichten von 20 cm Höhe in Abständen von 50 cm etwa 5 cm tiefe Löcher mit kräftigen Stampfern, wobei die Löcher den Querschnitt der Stampfer haben, eingeschlagen worden, wobei die obere Plattenschicht zapfenförmig in die untere eingreift.

An den Stellen, wo die Rippen durchlaufen, ist die Platte nicht in voller Stärke betoniert, sondern nur bis zur obersten Schicht, damit die Rippe, welche später hergestellt wurde, durch die durchlaufende obere Eiseneinlage in festen Verband mit der Platte kommt.

Statische Berechnung der Fundamentplatte.

A. Mühlengebäude. (Abb. 121c u. d.)

1. Belastung eines Außenfeldes.

Dach 300 × 3,50 × 3,20		= 3 400 kg
Erdgeschoß und IV. Obergeschoßdecke 2 × 1100 × 3,50 × 2,9		= 22 300 „
I. bis III. Obergeschoßdecke 3 × 750 × 3,50 × 2,95		= 23 300 „
Mauer 1600 × 3,5 × 0,61 × 24,50	= 83 500	
abzüglich Fenster 1600 × 1,5 × 0,61 × 19,50	= 28 500	= 55 000 „
		104 000 kg.
Erdgeschoßfußboden einschl. Nutzlast 3,5 × 2,7 × 1000		= 9 500 kg
Kiesauffüllung 1800 × 1 × 2,7 × 3,5		= 17 000 „
Fundamentplatte 2400 × 0,5 × 3,5 × 4		= 16 800 „
Fundamentrippen (3,5 × 1 + 2,7 × 0,6) × 2400 × 1		= 12 300 „
	zusammen	159 600 kg.

Beanspruchung des Bodens $k = \frac{159\,600}{3,5 \cdot 4,3} = 10\,600 \text{ kg/m}^2 = 1,06 \text{ kg/cm}^2$.

2. Belastung eines Mittelfeldes.

Dach 300 × 5,7	= 1 710 kg
Erdgeschoß und IV. Obergeschoß 2 × 1100 × 5,7	= 12 540 „
I. und III. Obergeschoß 3 × 750 × 5,7	= 12 825 „
Erdgeschoßfußboden einschl. Nutzlast 1000 × 5,7	= 5 700 „
Kiesauffüllung 1800 × 5,7	= 10 260 „
Fundamentplatte 2400 × 0,5 × 5,7	= 6 840 „
Fundamentrippen 2400 × 0,6 × 1 × 3,5	= 5 040 „
2400 × 0,6 × 0,6 × 5,7	= 4 920 „
zusammen	59 835 kg

$$k = \frac{59\,835}{5,7} = 10\,500 \text{ kg/m}^2 = 1,05 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Berechnung der Platte.

Zu 3a u. b.

$l = 3,50$.

Gesamtbelastung des Gebäudes (ausschl. der Fundamentplatte und Rippen sowie Auffüllung und Nutz- und Eigenlast des Erdgeschoßfußbodens, da entgegenwirkend) = 104 000 kg

$$\text{auf } 1 \text{ m}^2 = \frac{104\,000}{3,5 \cdot 4,3} = 6920 \text{ kg/m}^2.$$

a₁) Außenstück an der Fassadenmauer.

$$M = \frac{6920 \cdot 3{,}50^2}{20} = 4240 \text{ mkg} \qquad h_1 = 0{,}69 \sqrt{4240} = 45 \text{ cm.}$$

Plattenstärke = 50 cm

Spannung im Beton $\sigma_b = 20$ kg/cm² $\quad F_e = 0{,}16 \sqrt{4240} = 10{,}4$ cm² $\quad \sigma_e = 1000$ kg/cm²

auf 17 cm 1 R.-E. 15 mm.

a₂) Dieselben Felder am Auflager

$$a_1 \qquad M = \frac{6920 \cdot 3{,}5^2}{10} = 8500 \text{ mkg}$$

$$h_1 = 0{,}65 \sqrt{8500} = 60 \text{ cm}$$

(Voute) Plattenstärke am Auflager 65 cm; $\sigma_b = 21{,}5$ kg/cm²

$$F_e = 0{,}168 \sqrt{8500} = 15{,}5 \text{ cm}^2$$

auf 16 cm 1 R.-E. 18 mm
oder auf 20 cm 1 R.-E. 20 mm.

b₁) Inneres Stück unter den Mittelsäulen.

Gesamtlast für 1 m Breite und 5,7 m Länge, nur Gebäudelast abzüglich der entgegenwirkenden Kräfte = 27 100 kg

$$\text{für } 1 \text{ m}^2 = \frac{27\,100}{5{,}7} = 4760 \text{ kg} \qquad M = \frac{4760 \cdot 3{,}5^2}{20} = 2920 \text{ mkg} \qquad h_1 = 45 \text{ cm}; \ \sigma_b = 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = 0{,}13 \sqrt{2920} = 7{,}02 \text{ cm}^2$$

auf 24 cm 1 R.-E. 15 mm oder auf 16 cm 1 R.-E. 12 mm.

b₂) Dieselben Felder am Auflager.

$$M = \frac{4760 \cdot 3{,}5^2}{10} = 5840 \text{ mkg}$$

$$h = 0{,}785 \sqrt{5840} = 60 \text{ cm}$$

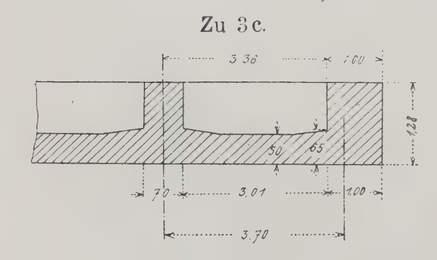
Voute = 65 cm; $\sigma_b = 17$ kg/cm²

$$F_e = 0{,}138 \sqrt{5840} = 10{,}6 \text{ cm}^2$$

auf 17 cm 1 R.-E. 15 mm oder auf 24 cm 1 R.-E. 18 mm.

c) Außenfeld längs der Giebelmauer.

Zu 3c.



$p = 6900$ kg/m² auf die ganze Länge angenommen

$$l = 3{,}70 \text{ m}$$

$$M = \frac{6900 \cdot 3{,}7^2}{15} = 6300 \text{ mkg}$$

$h_1 = 0{,}57 \sqrt{6300} = 45$ cm; $h = 50$ cm; $\sigma_b = 25$ kg/cm²

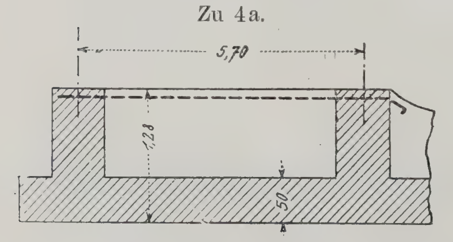
$$F_e = 0{,}194 \sqrt{6300} = 15{,}4 \text{ cm}^2$$

auf 16 cm 1 R.-E. 18 mm
oder auf 20 cm 1 R.-E. 20 mm.

4. Berechnung der Quertragrippen.

Infolge teilweiser Einspannung ist das Moment zu $\frac{1}{10} p \cdot l^2$ angesetzt.

Zu 4a.



a) Außenrippen,
in der Mitte $l = 5{,}70$ m.

Belastung für 1 lfd. m (siehe Berechnung der Platte).

$$\text{Auftrieb} = \left(\frac{6920 + 4760}{2}\right) 3{,}5 = 20\,500 \text{ kg}$$

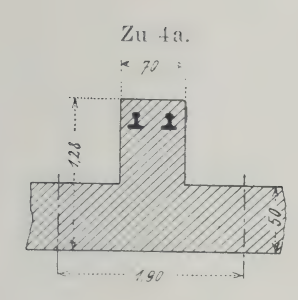
$$M = \frac{20\,500 \cdot 5{,}70^2}{10} = 66\,600 \text{ mkg,}$$

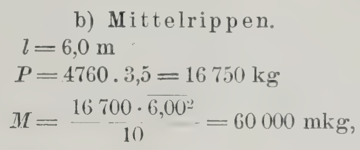
eingelegt sind 2 Schienen zu 41 cm² = 82 cm².

Hiernach ergibt sich bei 128 cm Rippenhöhe

$$\sigma_b = \mathbf{19{,}5} \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \mathbf{750} \text{ kg/cm}^2.$$

Zu 4a.





b) Mittelrippen.

$l = 6{,}0$ m

$P = 4760 \,.\, 3{,}5 = 16\,750$ kg

$$M = \frac{16\,700 \cdot 6{,}00^2}{10} = 60\,000 \text{ mkg},$$

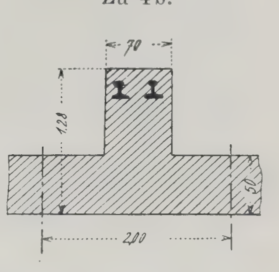
eingelegt, wie vor, 2 Schienen mit 82 cm².

Hiernach bei 128 cm Rippenhöhe

$\sigma_b = \mathbf{19}$ kg/cm²

$\sigma_e = \mathbf{700}$ kg/cm².

Zu 4b.



Zu 4c.

c) Auflager zwischen Außen- und Mittelrippe unter der Stütze.

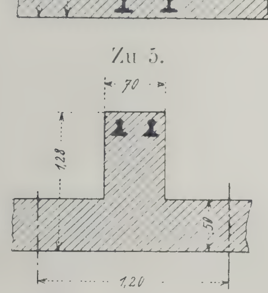
$$P = \frac{20\,500 + 16\,700}{2} = 18\,600 \text{ kg}$$

$$M_1 \text{ (negatives Moment)} = \frac{18\,600 \cdot 6{,}0^2}{10} = 67\,000 \text{ mkg},$$

eingelegt sind unten 2 Schienen mit 62 cm²,

wobei $\sigma_b = 30$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

Zu 5.



5. Äußere Längsrippen.

$l = 3{,}60$ m,

als Balken gerechnet und teilweise Einspannung angenommen

Zu 5.

$$P = 6900 \cdot 3{,}60 \cdot \frac{3{,}60}{2} = 44\,600 \text{ kg}$$

$$M = \frac{44\,600 \cdot 3{,}60}{6} \cdot {}^4/_5 = 21\,400 \text{ mkg}$$

Rippenhöhe 128 cm,

eingelegt sind 2 Schienen mit 72 cm², wobei sich ganz geringe Spannungen ergeben.

B. Reinigung (Abb. 121a u. b).

Das Reinigungsgebäude ist auf einer 50 cm starken, doppelt bewehrten Betonplatte fundiert. Die Platte ist durch Bogen bezw. Balken, die sich zwischen die Säulenfundamente spannen, versteift, und die Eiseneinlage der Platte diagonal angeordnet.

Die Lasten sind dieselben wie bei dem Mühlengebäude.

Auftrieb für 1 m² in den Außenfeldern $p = 6900$ kg/m²

„ „ 1 m² „ „ Innenfeldern $p = 4800$ kg/m².

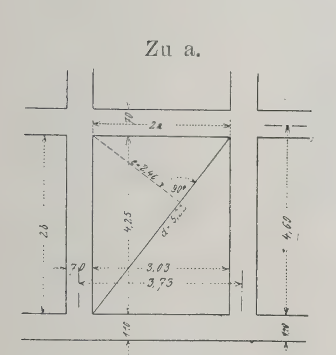
Wir betrachten hier die Platte zwischen den Rippen als auf allen vier Seiten aufgelegt und legen der Rechnung das große Feld $3{,}73 \times 4{,}6$ zugrunde.

a) Außenfelder.

$2a/2b = 3{,}03/4{,}25$ $\qquad p = 6900$ kg/m² $\qquad d = \sqrt{3{,}03^2 + 4{,}25^2} = 5{,}22$ m

$$c = \frac{3{,}03 \cdot 4{,}25}{5{,}22} = 2{,}46 \text{ m}.$$

Zu a.



Nach Foeppl ist das Moment für die Diagonale

$$M = p \cdot a \cdot b \cdot \frac{c}{3}$$

$$M = 6900 \cdot \frac{3{,}03}{2} \cdot \frac{4{,}25}{2} \cdot \frac{2{,}46}{3} \sim 18\,200 \text{ mkg}$$

$$h_1 = 0{,}76 \sqrt{\frac{18\,200}{5{,}22}} = 45 \text{ cm}$$

Plattenstärke = 50 cm $\qquad \sigma_b = 18$ kg/cm²

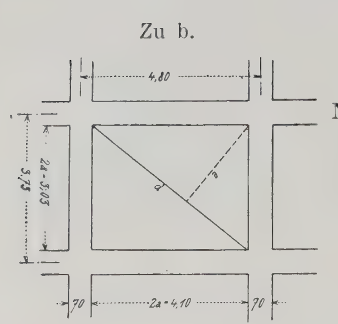
$$F_e = 0{,}142 \sqrt{\frac{18\,200}{5{,}22}} = 8{,}4 \text{ cm}^2 \text{ für 1 m},$$

für eine Diagonale $\frac{48}{2}$ cm² = 24 cm²

auf 25 cm 1 R.-E. 12 mm.

b) Innenfelder.

Zu b.



$p = 4800$ kg/m² $\qquad 2a/2b = 3{,}03/4{,}10$

$$d = \sqrt{3{,}03^2 + 4{,}10^2} = 5{,}10 \text{ m} \qquad c = \frac{3{,}03 \cdot 4{,}10}{5{,}10} = 2{,}44 \text{ m}.$$

Nach Foeppl Moment für Diagonale

$$M = 4800 \cdot \frac{3{,}03}{2} \cdot \frac{4{,}10}{2} \cdot \frac{2{,}44}{3} = 12\,200 \text{ mkg}$$

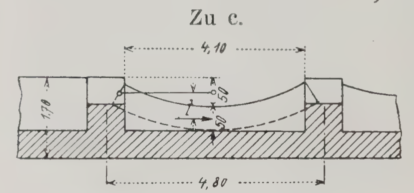
$$h_1 = 0{,}92 \sqrt{\frac{12\,200}{5{,}10}} = 45 \text{ cm}; \quad h = 50 \text{ cm}; \quad \sigma_b = 14{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = 0{,}115 \sqrt{\frac{12\,200}{5{,}1}} = 5{,}65 \text{ cm}^2 \text{ für } 1 \text{ m},$$

für eine Diagonale $\frac{29}{2} = 14{,}5$ cm² auf 25 cm 1 R.-E. 12 mm.

c) Innere Rippe als Gurtbogen.

Zu c.



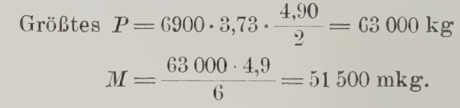
$$\text{Größtes } P = 4800 \cdot 4{,}8 \cdot \frac{3{,}73}{2} = 43\,000 \text{ kg}$$

$$H = \frac{Pl}{6 \cdot f} = \frac{43\,000 \cdot 4{,}3}{6 \cdot 0{,}50} = 61\,600 \text{ kg}$$

$$\sigma d = \frac{61\,600}{70 \cdot 50} = 17{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Äußere Rippe als Balken.

Zu d.



$$\text{Größtes } P = 6900 \cdot 3{,}73 \cdot \frac{4{,}90}{2} = 63\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{63\,000 \cdot 4{,}9}{6} = 51\,500 \text{ mkg}.$$

$\frac{1}{5}$ Abzug für Einspannung, $M_1 = 41\,200$ mkg

Rippenhöhe = 128 cm

$$h_1 = 0{,}75 \sqrt{\frac{41\,200}{1{,}60}} = 120 \text{ cm} \qquad \sigma_b = 19{,}5 \text{ kg/cm}^2 \qquad F_e = 0{,}118 \sqrt{\frac{41\,200}{1{,}60}} \cdot 1{,}6 = 30{,}3 \text{ cm}^2$$

$\sigma_e = 1000$ kg/cm², 4 R.-E. 31 mm.

Beispiele dieser Art bilden die von Baumeister Fr. Gißhammer ausgeführten Platten mehrerer Wiener Häuser, von denen uns die Abb. 122 einen Bauplatz IV, Ecke Draschepark und Hauslabgasse, vor Augen führt. Zwei andere benachbarte Bauplätze mit den dabei eingetretenen Senkungen in Zentimetern stellt die Abb. 16 dar. Die 35 m lange und 17 m breite Platte des Gebäudes Nr. I liegt einerseits auf gewachsenem Grund, der auf 5 m ausgehoben werden mußte, anderseits auf Anschüttung, die die Unterschiede in den dort angezeigten Setzungen hinreichend erklärt. Es sei bemerkt, daß die Höhenunterschiede sich am Gebäude selbst in keiner Weise unliebsam bemerkbar machen, daß vielmehr die Platte

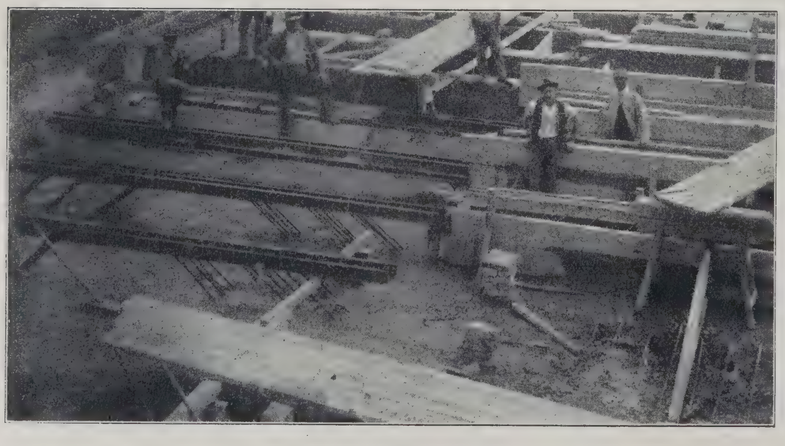


Abb. 122 b.

sich diesen Höhenunterschieden anschmiegt. Von dem Gebäude Nr. II ist in der Folge mit Bezug auf die in der Tafel enthaltene Grundrißanordnung eine Stichprobe

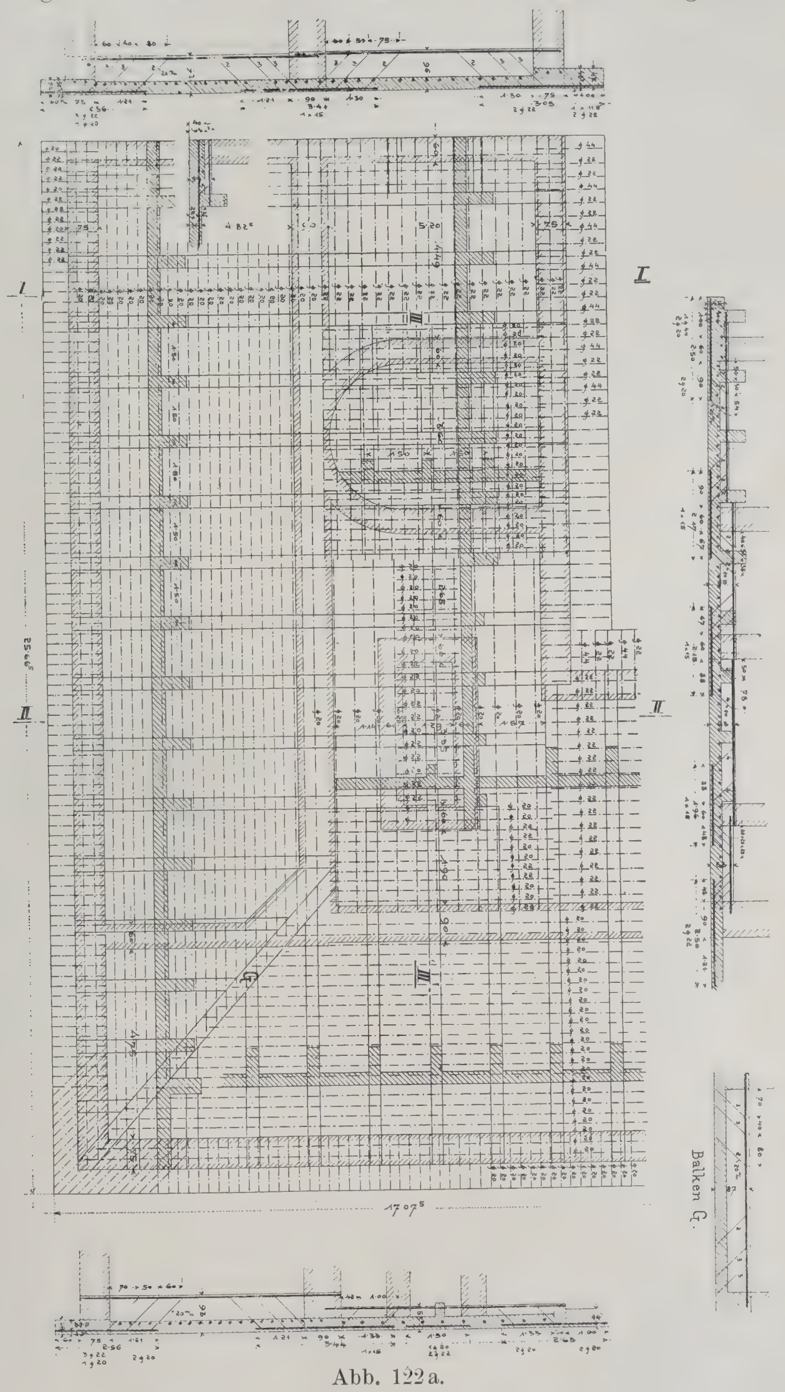


Abb. 122a.

der hierbei befolgten Berechnung gegeben. Die Vorzüglichkeit der dabei angewendeten Bügelverbindung habe ich ausführlicher experimentell nachgewiesen.[1])

[1]) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft V: v. Emperger, Abhängigkeit der Bruchlast vom Verbunde. Berlin 1906. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Statische Berechnung

der Fundamentplatte in Eisenbeton in Wien IV, Schelleingasse, Ecke Radekgasse (siehe Abb. 124).

Geschoßhöhe im Kellergeschoß 3,50 + 1 . . . . = 4,50 m
„ „ Parterre . . . . 3,75 „
„ „ Zwischengeschoß . . . . 3,60 „
„ „ I. Stock . . . . 3,75 „
„ „ II. „ . . . . 3,60 „
„ „ III. „ . . . . 3,55 „
„ „ Dachboden . . . . 3,20 „
Kellergewölbedecken 550 + 250 . . . . = 800 kg/m^2
Hochparterre Balkendecke zwischen Trägern 260 + 250 . . = 510 „
„ Gewölbe . . . . 800 „
Zwischengeschoß bis II. Stock Tramdecke . . . . 510 „
„ „ „ Gewölbe . . . . 800 „
III. Stock Tramdecke zwischen Trägern . . . . 410 „
„ Gewölbe . . . . 800 „
Dach mit Falzziegeldeckung . . . . 270 „
„ „ Holzzement . . . . 240 „

a) Gassenhauptmauer für 1 m Länge.

Mauer zu 75 cm $4{,}50 \cdot 1200$ . . . . = 5 400 kg
„ „ 60 „ $3{,}75 \cdot 960$ . . . . = 3 600 „
„ „ 45 „ $(100 + 14.50) \cdot 720$ . . . . . = 11 050 „ 20 050 kg

Decken $[800 + (4 \cdot 510) + 410] \cdot \frac{5.35}{2}$ . . . . . = 8 650 kg

Dach $\frac{5{,}35}{2} \cdot 270$ . . . . = 720 „ 9 370 „

Scheidemauer $5 \cdot \left(\frac{5{,}35}{2} \cdot \frac{18{,}25 \cdot 240}{25{,}59}\right)$ . . . . = 2 300 „

31 720 kg.

Hiervon ab 1 m Fenster auf 2,30 m Achse
4 Fenster $7{,}65 \cdot 1 \cdot 720$ . . . . = 5 500 kg
1 „ $2 \cdot 1 \cdot 960$ . . . . = 1 920 „
auf 2,30 m Länge 7 420 kg
„ 1 m Länge 7420 : 2,30 . = 3 220 kg
verbleibt Gesamtlast 28 500 kg.

b) Mittelmauer für 1 m Länge.

Mauer zu 90 cm $4{,}50 \cdot 1440$ . . . . = 6 500 kg
„ „ 75 „ $3{,}75 \cdot 1200$ . . . . = 4 500 „
„ „ 60 „ $14{,}50 \cdot 960$ . . . . = 14 000 „
„ „ 45 „ $5{,}30 \cdot 720$ . . . . = 3 800 „

Scheidemauern gassenseits $5 \cdot \left(\frac{5{,}35}{2} \cdot \frac{18{,}25}{25{,}59} \cdot 240\right)$ . . . . = 2 400 „

„ hofseits $\frac{5{,}35}{2} \cdot \frac{18{,}25}{5{,}20} \cdot 240$ . . . . = 2 260 „

Decke und Dach gassenseits wie bei Mauer a) . . . . 9 370 „

„ hofseits $800 \cdot 6 \cdot \frac{5{,}35}{2}$ . . . . = 12 800 „

„ Holzzement $240 \cdot \frac{5{,}35}{2}$ . . . . = 630 „

zusammen 56 260 kg.

Hiervon ab 5 Türen auf 18 m Länge
$20 \cdot 1{,}25 \cdot 2{,}50 \cdot 960$ . . . . = 59 500 kg
$5 \cdot 1{,}25 \cdot 2{,}50 \cdot 1200$ . . . . = 18 800 „
für 18 m Länge . . . . 78 300 kg
„ 1 „ „ 78 300 : 18 . . . . = 4 300 „
verbleibt Gesamtlast 51 960 kg.

c) Hofhauptmauer für 1 m Länge.

Mauerlast wie bei a) mit . . . . 20 050 kg
Hierzu an Dachbodenaufmauerung $3{,}20 - 0{,}75 = 2{,}45 \cdot 720$ . . = 1 760 „
Scheidemauer wie bei b) . . . . 2 260 „
Decke und Dach wie bei b) . . . . 13 430 „ 37 500 kg
Ab 1 Fenster auf 2,47 m Länge
5 Fenster $(7{,}65 + 1{,}30) \cdot 1 \cdot 720$ . . . . = 6 400 kg
1 „ $2 \cdot 1 \cdot 960$ . . . . = 1 920 „
für 2,47 m Länge . . . . 8 320 kg
„ 1 m Länge 8320 : 2,47 . . . . = 3 360 „
verbleibt Gesamtlast 34 140 kg.

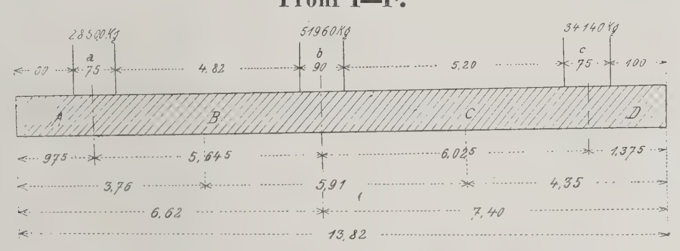
d) Stiegenmauer für 1 m Länge.

Mauer zu 60 cm $4{,}50 \cdot 960$ . . . . = 4 300 kg
„ „ 45 „ $21{,}45 \cdot 720$ . . . . = 15 500 „
Stufen 1,35 m Ausladung $(480 + 400) \cdot 135 \cdot 6$ . . . . = 7 150 „
Balkendecke $\frac{2{,}04}{2} \cdot 5{,}10 \cdot 5$ . . . . = 2 600 „
Gewölbe $\frac{2{,}04}{2} \cdot 800$ . . . . = 820 „
Gesamtlast 30 370 kg.

usf.

Um das Rechnungsverfahren darzulegen, sei ein Profil durchgerechnet:

Profil I—I[1].



Last a $28\,500 + (770 \cdot 0{,}97^5) + \left(\frac{5{,}64}{2} \cdot 925\right)$ . . . . = 31 870 kg

Last b $51\,960 + \left(\frac{5{,}64}{2} \cdot 925\right) + \left(\frac{6{,}02}{2} \cdot 960\right)$ . . . . = 57 560 „

Last c $34\,140 + (3{,}01 \cdot 960) + (1030 \cdot 1{,}37^5)$ . . . . = 38 540 „

127 350 kg.

$$\text{Beanspruchung des Grundes } \frac{127\,350}{13{,}82 \cdot 100} = 0{,}92 \text{ kg/cm}^2.$$

Platte A.

$$Q = \frac{31\,870}{2 \cdot 98} \cdot 60 = 9800 \qquad M = \frac{9800 \cdot 60}{2} = 293\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100$ $f_e = 14{,}54$ { 3 Eisen $3{,}8 = 11{,}4$ cm² / 1 „ . . . 3,14 „ } 14,54 cm²

$h = 30{,}6$ cm

Platte A.

$$x = \frac{15 \cdot 14{,}54}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 30{,}6}{15 \cdot 14{,}54}} - 1\right) = 9{,}6 \text{ cm}$$

$$\varphi = 30{,}6 - \frac{9{,}6}{3} = 27{,}40 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{586\,000}{9{,}6 \cdot 100 \cdot 27{,}40} = 22{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{293\,000}{27{,}40 \cdot 14{,}54} = 740 \text{ kg/cm}^2.$$

Platte für Balken B.

$$\text{Für Balken } B = Q = \frac{\frac{57\,560}{2} + 31\,870}{6{,}62} \cdot 4{,}82 = 44\,000 \text{ kg}$$

Platte B.

$$Q = \frac{44\,000}{4{,}82} \cdot 1{,}50 = 13\,700 \text{ kg}$$

$$M = \frac{13\,700 \cdot 150}{8} = 257\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100$ cm $\quad f_e = 12$ cm² $\quad$ 4 Eisen $3{,}14 = 12{,}56$ cm² $\quad h = 25{,}7$ cm

$$x = \frac{15 \cdot 12{,}56}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 25{,}7}{15 \cdot 12{,}56}} - 1\right) = 8{,}1 \text{ cm}$$

$$\varphi = 25{,}7 - \frac{8{,}1}{3} = 23 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{514\,000}{8{,}1 \cdot 100 \cdot 23} = 27{,}6 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{257\,000}{23 \cdot 12{,}56} = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken b.

Balken b.

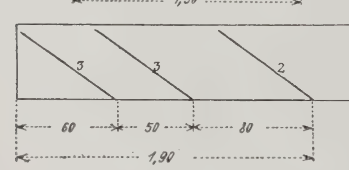
$$Q = 44\,000 \cdot 1{,}50 = 66\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{66\,000 \cdot 482}{8} = 4\,000\,000 \text{ cmkg}$$

$h = 82{,}5$ cm $\qquad b = 150$ cm

$f_e = 57{,}5$ cm² $\begin{cases} 2 \text{ Eisen je } 20 \text{ cm}^2 \ldots\ldots = 40{,}0 \text{ cm}^2 \\ 1 \;\;\text{„} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\; 11{,}8 \;\;\text{„} \\ 2 \;\;\text{„} \;\; \text{je } 3{,}14 \text{ cm}^2 \ldots\ldots = \;\;6{,}28 \;\;\text{„} \end{cases}$

58,08 cm²



$$x = \frac{15 \cdot 58{,}08}{150}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 82{,}5}{15 \cdot 58{,}08}} - 1\right) = 25{,}8 \text{ cm}$$

$$\varphi = 82{,}5 - \frac{25{,}8}{3} = 73{,}9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{8\,000\,000}{25{,}5 \cdot 150 \cdot 73{,}9} = 28{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{4\,000\,000}{73{,}9 \cdot 58{,}08} = 935 \text{ kg/cm}^2.$$

Bügel.

$$V = 33\,000 \qquad l = \frac{33\,000}{73{,}9 \cdot 30} = 14{,}8 \qquad x = \frac{10{,}8 \cdot 33\,000}{14{,}8 \cdot \frac{66\,000}{4{,}82}} = 178 \text{ cm.}$$

Zu $178 \cdot 1{,}43 \cdot \frac{10{,}8}{2}\, 30 = 41\,000$ kg, bei 20 mm $\frac{41\,000}{3{,}14} = 13$ Äste $= 7$ Bügel.

Platte für Balken C.

$$\text{Für Balken } C = Q = \frac{\frac{57\,560}{2} + 38\,540}{7{,}40} \cdot 520 = 47\,300 \text{ kg}$$

Platte C.



$$Q = \frac{47\,300}{520} \cdot 1{,}50 = 13\,600 \text{ kg}$$

$$M = \frac{13\,600 \cdot 150}{8} = 255\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100 \quad h = 25{,}4 \quad f_e = 11{,}8 \text{ cm}^2 = 3$ Eisen je $3{,}8 \text{ cm}^2 = 11{,}4 \text{ cm}^2$

$$x = \frac{15 \cdot 11{,}4}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 25{,}4}{15 \cdot 11{,}4}} - 1\right) = 7{,}7 \text{ cm}$$

$$\varphi = 25{,}4 - \frac{7{,}7}{3} = 22{,}83 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{510\,000}{7{,}7 \cdot 100 \cdot 22{,}83} = 29{,}2 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_e = \frac{255\,000}{22{,}83 \cdot 11{,}4} = 975 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken C.

$$Q = 47\,300 \cdot 1{,}50 = 71\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{71\,000 \cdot 520}{8} = 4\,620\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 150$ cm $\quad h = 88$ cm $\quad f = 61{,}5$ cm $= 3$ Eisen je $20 \text{ cm}^2 = 60 \text{ cm}^2$

$$x = \frac{15 \cdot 60}{150}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 88}{15 \cdot 60}} - 1\right) = 27 \text{ cm}$$

$$y = 88 - \frac{27}{3} = 79 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{9\,240\,000}{27 \cdot 150 \cdot 79} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{4\,620\,000}{79 \cdot 60} = 985 \text{ kg/cm}^2.$$

Balken C.

Bügel.

$$\tau = \frac{35\,500}{79 \cdot 30} = 15 \qquad x = \frac{11 \cdot 35\,500}{15 \cdot \frac{71\,000}{520}} = 190.$$

$$\text{Zu } 190 \cdot 143 \cdot \frac{11}{2} \cdot 30 = 45\,000 \text{ kg}$$

$$\text{bei 20 mm } \frac{45\,000}{3{,}14} = 14 \text{ Äste} = 7 \text{ Bügel.}$$

Platte D.

$$Q = \frac{38\,540}{2 \cdot 1{,}38} \cdot 100 = 14\,000 \text{ kg}$$

$$M = \frac{14\,000 \cdot 100}{2} = 700\,000 \text{ cmkg}$$

$b = 100$ cm $\quad h = 42{,}3$ cm $\quad f_e = 19{,}8 \text{ cm}^2$ . . = 1 Eisen 11,8; 2 Eisen 3,8 7,6; zusammen 19,4 cm²

$$x = \frac{15 \cdot 19{,}4}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 42{,}3}{15 \cdot 19{,}4}} - 1\right) = 13 \text{ cm}$$

$$y = 42{,}3 - \frac{13}{3} = 37{,}80 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{1\,400\,000}{13 \cdot 100 \cdot 37{,}8} = 28{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{700\,000}{37{,}8 \cdot 19{,}4} = 965 \text{ kg/cm}^2.$$

Platte D.

Es ist noch der Anwendung besonderer, bis jetzt nicht behandelter Systeme von Bewehrungen solcher Platten Erwähnung zu tun. So führt uns zunächst die Abb. 123 ein Beispiel der Anwendung netzartig verschlungener Bügel vor, wie sie eine ganze Reihe von hervorragenden Eisenbetonmännern empfehlen. Das Beispiel ist ein von Boulanger u. Schuhl, Paris ausgeführter Bau von 11,20 auf 10,40 m für die Brauerei in Châteaudun. Es ist gelungen, den Fundamentdruck auf 0,4 kg/cm² herabzudrücken, also auf eine selbst für das schlechteste Terrain geeignete Ziffer. Wie aus den Einzelheiten ersichtlich, hat man Vorsorge getroffen, das ganze Gebäude auf eine gleichmäßig belastete und mit schließenartigen Eisen verbundene Platte zu stellen, die wohl geeignet ist, alle Bewegungen des Terrains mitzumachen, wenn solche trotz der leichten Last eintreten sollten. Die Fälle, wo dies bei Bauten in Rutschterrains eingetreten ist, sind zahlreich genug. (Siehe auch die früher gegebenen Beispiele.)

Ein weiteres Beispiel zeigt die Abb. 124 beim Gebrauch von sog. Kahneisen.

Diese Bewehrung läßt, wenn die abgebogenen Flügel nicht lang genug sind, jene richtige Verbindung zwischen den beiden Gurtungen vermissen, die uns das aus dem Untergurt in den Obergurt abgebogene Eisen bietet. Die bei den Eisen angebrachten Flügel sind unter Umständen zu kurz, um ein Herausziehen zu hindern, und dann ein unzureichender Ersatz für das abgebogene Eisen. Sofern sich dieser Umstand berücksichtigt findet, geben sie jedoch die Möglichkeit zu geradezu idealen Lösungen.

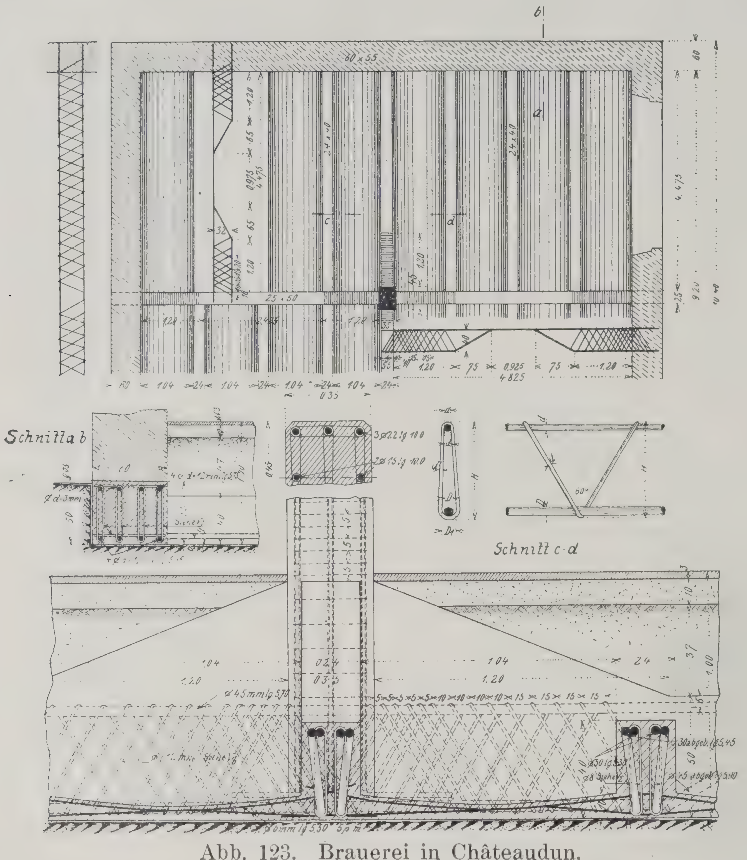


Abb. 123. Brauerei in Châteaudun.

Als letztes Beispiel sei noch die von Maciachini erbaute Platte in Rapallo unter dem Schloß Balbi-Piovera (Abb. 125) sowie die Artilleriekaserne bei der Pforte S. Lorenzo in Rom[1]) erwähnt, weil sie sich innerhalb der Gezeitenhöhe befindet, teilweise auf Meeresschotter aufliegend, teilweise in Felsen eingehauen.

Als ein weiteres Beispiel einer überaus regelmäßigen rostartigen Verstärkung auf einer Grundplatte befinden sich die Einzelheiten in Band IV, erste Auflage, S. 510, Abb. 21, 22.

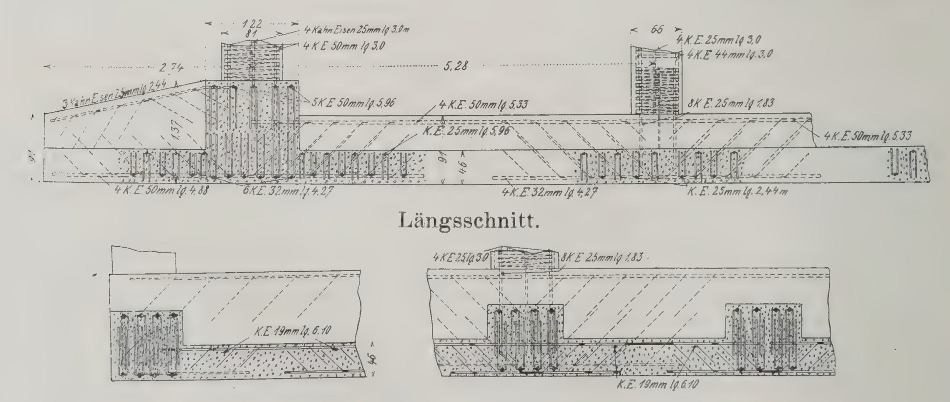


Abb. 124. Fundament mit Kahneisen. Querschnitt.

Es ist dies die Fundamentplatte des Warenhauses Tietz in Düsseldorf. In diesem Falle sind die Rippen zu Banketten der Abteilungswände ausgebildet, als Kellersohle dient

[1]) Il Cemento, 1908, Februar.

die unten gelegene Platte, bei Türen sind Stufen zur Überschreitung der Platte angeordnet. Ein ganz ähnlicher Fall findet sich in Eng. News 1909 vom 26. August, S. 214 beschrieben vor.

Wir wollen schließlich nochmals auf ein bereits in der Abb. 22 besprochenes Bauwerk zurückkommen und des Interesses wegen hervorheben, daß bei demselben,

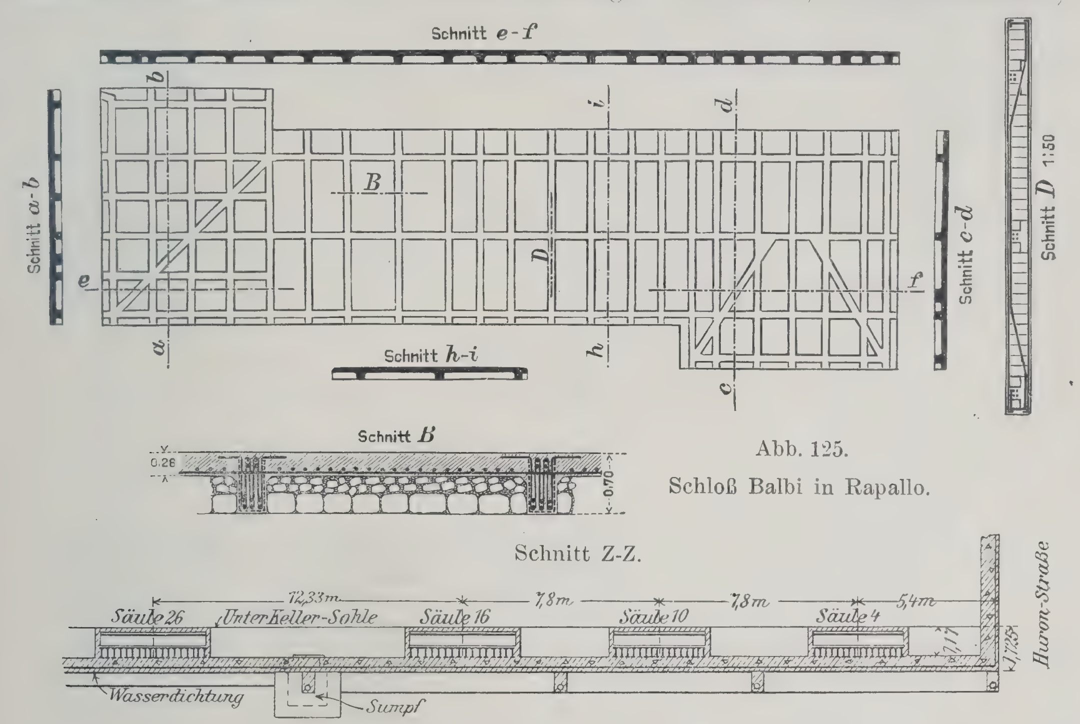


Abb. 125.
Schloß Balbi in Rapallo.

wie ersichtlich, sowohl untere wie obere Rippen Verwendung fanden. Bei diesem Bau — Oberlandesgericht in Düsseldorf — wurden auch verschiedene Lösungen der Gründung einem ökonomischen Vergleich unterzogen. Sie ergaben, wenn man die Kosten einer Sandschüttung als Einheit annimmt, bei einer Eisenbetonplatte 24 vH., bei einer Senkbrunnengründung 52 vH. und bei einer Eisenbetonpfählung 90 vH. mehr Kosten.



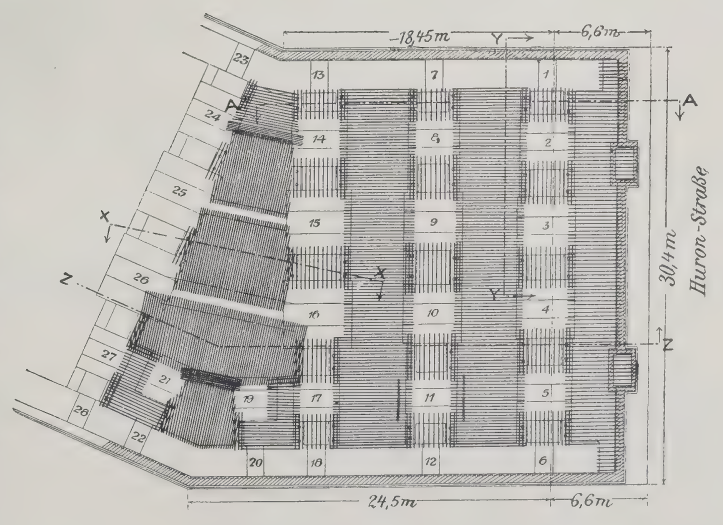


Abb. 126a. Gebäude in Cleveland.

Im Anschlusse hieran sei jener Formen der Gründung gedacht, wo zur Übertragung der Lasten auf die Grundplatte Walzträger Verwendung finden. Bekanntlich besteht diese Praxis hauptsächlich in Nordamerika, wo man vor der damit verbundenen Eisenverschwendung

nicht zurückschreckt, weil man im Fundament eine größere Sicherheit haben will und diese durch selbsttragende Eisenformen auch dann sichergestellt weiß, wenn der Beton das Eisen nur umhüllt und bei einer unerfahrenen Bauausführung nicht mitwirken sollte.

Abb. 126b. Gebäude in Cleveland.

Wir führen als Beispiel das Pope Building in Cleveland, O. an.[1]) In demselben ist eigentümlicherweise eine Kombination von Eisenbeton und Beton-Eisen in Anwendung gekommen, wobei folgende Details von Interesse sind. Um eine zentrische Belastung der Randfundamente zu ermöglichen, findet sich in Parterrehöhe eine Konsole angeordnet und die Kellersäulen um etwa 1,50 m gegen das Innere des Gebäudes verschoben. Auf diesen Konsolen ruhen elf obere Stockwerke, dieselben sind als reine Eisenträger ausgebildet und tragen je 600 Tonnen.

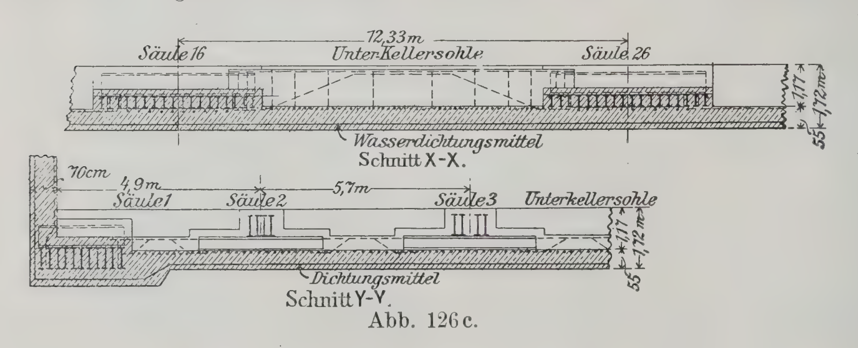


Abb. 126c.

[1]) Eng. Record, 1908, 26. September; 1908, 31. Oktober, S. 489.

Dagegen ist aber die anschließende Stützmauer in Eisenbeton und als Träger ausgebildet, die sich einerseits auf die Konsole, anderseits auf die Fundamentplatte auflegt. Die Grundplatten sind aus 2 Lagen, 38 und 60, I-Trägern zusammengesetzt und das Ganze durch eine Betonplatte, die entsprechend bewehrt wurde, zu einem gemeinsamen Plattentragwerk vereinigt. Das Gebäude ist außen mit einer Dichtung versehen, und befinden sich zwischen der Lage Grundbeton und der bewehrten Platte besondere Ablaufrohre angeordnet. Schließlich sei auf die erhöhte Kellersohle aufmerksam gemacht, die oberhalb der oben gelegenen Rippen angeordnet wurde. Abb. 126 gibt einen Grundriß und einen Querschnitt, welche die Anordnung der Entwässerung unterhalb der Wasserdichtung weiter verdeutlichen soll. Bezüglich des weiteren sei auf die früher gegebenen Beispiele aus Amerika verwiesen.

Eine ganz besondere Bedeutung hat die Fundierung mit Eisenbetonplatten durch die Möglichkeit bekommen, daß sie es in einfacher Weise uns ermöglicht, mit diesen Bauten die Herstellung von wasserdichten Kellern zu verbinden.

Wasserdichte Keller.

Die Wichtigkeit dieser Herstellungen ergibt sich, wenn man bedenkt, daß die überwiegende Mehrzahl menschlicher Ansiedlungen sich in nächster Nähe von Flüssen, Seen und am Meeresstrand befindet und sich auch sonst nur um weniges über den höchsten Grundwasserstand erhebt; ganz abgesehen von jenen Wohnungen, die im Überschwemmungsterrain liegen und vielleicht nur selten die üblen Folgen einer nicht wasserdichten Bauweise im Keller zu fühlen bekommen. Bei jedem Wohnhausbau ist aber der Keller ein notwendiger Bestandteil, und ein Keller in dem angeführten Gelände, der nicht wasserdicht ist, ist eigentlich wertlos.

Eine wahre Beispielsammlung auf diesem Gebiete findet sich in den Städten Amsterdam und Rotterdam, wo das Grundwasser oft nur wenige Dezimeter unter das Straßenniveau ansteht. Dort wird bei der Herstellung eine wasserdichte Ausführung eines Kellers als etwas Selbstverständliches angesehen. Früher wurden diese Kellerböden aus Mauerwerk hergestellt, aus 6 bis 7 Ziegellagen oder aus ebenso starkem mageren Beton mit einer wasserdichten Deckschicht. Diese Kellerböden wurden durch Spranzen mit dem Mauerwerk verbunden und mußten so weit mit Pfählen unterstützt werden, so daß das Mauerwerk nur geringe Zugspannungen aufzunehmen hatte. Mit der Einführung des Eisenbetons durch die Amsterdamer Cement-Ijzer-Werke in dieses Fachgebiet, in den Jahren 1897 und 1898 fanden sich bereits 1902 gelegentlich einer Studienreise des Verfassers Hunderte von Ausführungen in Eisenbeton in Amsterdam vor.

Bei den Ausführungen in Eisenbeton entfiel auch bei schlechtem Boden die Notwendigkeit der Unterstützung des Kellerbodens und erübrigte nur eine Verankerung mit den Hausmauern.

Diese Anordnung dient zugleich als eine Art Ergänzung und als Rückhalt für die Fundierung der Hauptmauern, ohne daß man diese Hilfe rechnungsmäßig in Betracht zieht, es wird sich daher aus diesen und auch anderen Gründen empfehlen, mit der Herstellung der wasserdichten Kellerreservoire rechtzeitig zu beginnen, derart, daß ihre Herstellung mit der Vollendung der Straßengleiche Hand in Hand geht, damit die Kellerböden die geringen Setzungen der Hauptmauern beim weiteren Aufbau mitmachen, d. h. dieselben bereits teilweise verringern.

Die Abb. 127 stellen den Bau der Postsparkasse in Amsterdam vor. Schreiber dieses hat den Bau 1902 besucht und die dort untergebrachten Archive in tadelloser

Trockenheit gefunden, obwohl Risse gerade dort bei nachträglichen Reparaturen infolge der starken Setzungen unumgänglich waren.

Es empfiehlt sich dabei in der Parterregleiche durch eine wasserdichte Pappenlage den Zusammenhang der Grundfeuchtigkeit mit dem aufgehenden Mauerwerk ganz abzuschneiden, um auf diese Weise auch zu erzielen, daß in dem fertigen Hause alles trocken und gebrauchsfertig vorliegt, was, wenn man keine besondere Vorkehrung anwendet, natürlich nicht sofort, oft überhaupt nie der Fall ist, wenn die Grundfeuchtigkeit durch die Mauern ansteigt.

Die Frage, ob man den Keller aus Eisenbeton oder nur aus Beton zu machen hat, wird sich durch die Umstände entscheiden, nach welchen wir zu beurteilen haben, welchen Drücken und welchen Bewegungen der Kellerboden ausgesetzt ist, und schließlich, welche Spannweiten in Frage stehen. Während bei reinem Beton der Boden schon deshalb dick und schwer sein muß, um dem hydrostatischen Überdruck das Gleichgewicht zu halten, ist dies bei Eisenbeton nicht nötig. Bezüglich der Wasserdichtigkeit ist es aber falsch, zu glauben, daß Eisenbeton besonders bei den gewöhnlichen ökonomischen, nicht überflüssig fetten Mischungsverhältnissen sofort absolut dicht ist. Hierzu bedarf es

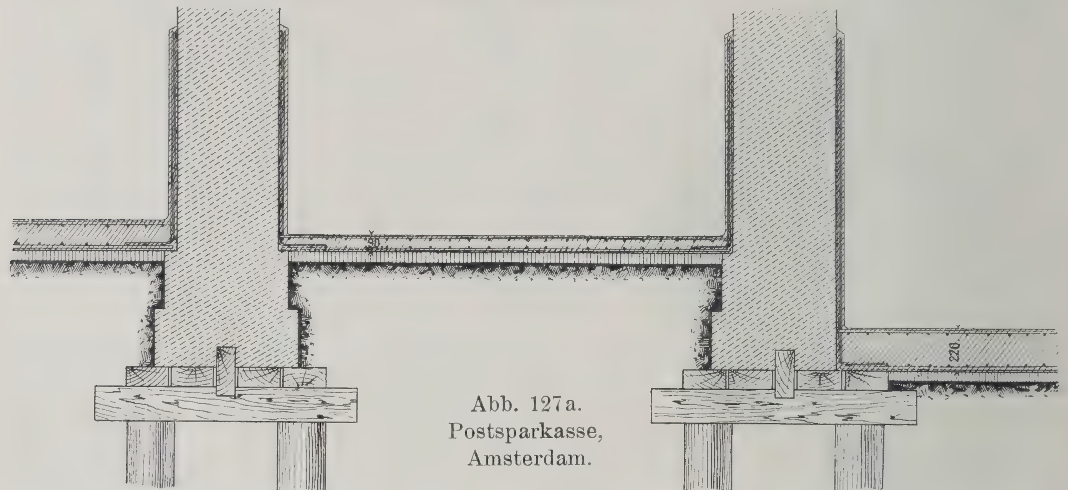


Abb. 127a. Postsparkasse, Amsterdam.

besonderer Vorkehrungen, sonst werden sich zu Anfang immer einige schwarze feuchte Flecken zeigen, die nach wenigen Wochen, ja selbst nach einigen Tagen von selbst verschwinden. Befinden sich in dem Beton größere zusammenhängende Poren, so wird durch dieselben Kalk herausgeschwemmt, der die Poren mit der Zeit verschließt. Herstellungen aus magerem Beton mit einer inneren Zementdeckschicht sind kaum zu empfehlen. Die wirksame Wasserdichtung muß sich immer auf der Wasserseite befinden, darum ist der Eisenbetonkeller trotz seiner geringen Abmessungen wegen des selbstverständlichen durchgehenden Gebrauchs eines besseren Betons immer als verläßlich wasserdicht anzusehen. Bei starken Setzungen des Gebäudes ist es wohl unvermeidlich, daß solche Eisenbetonkeller, die keinen eigentlichen Teil der Fundamentplatte bilden, also nur leicht konstruiert worden sind, ebenfalls Risse erhalten. Gerade aber dann erweist sich neuerdings der Vorteil des Eisenbetons, indem ein nachträgliches Ausbessern der Risse ohne viel Schwierigkeiten und Kosten durchführbar ist.

Der Temperaturunterschied des Grundwassers, der sich dem Mauerwerk mitteilt, hat oft zur Folge, daß sich aus der dunstgeschwängerten Luft frisch gebauter Keller Wasser auf den Wänden abscheidet, das dann fälschlicherweise als Undichtigkeit der Keller gedeutet wird. Um sich hiervon zu überzeugen, genügt es, in den Kellern

eine entsprechende Ventilation herzustellen, was schon am Neubau zu empfehlen ist. Es ist unbedingt zu vermeiden, bei Maschinenkellern die Feuerstellen direkt auf diese Platten zu legen. Es wirken dann im Winter oben so hohe Hitzegrade und unten so bedeutende Kälte, daß an einer so verfehlten Anlage, wenn man z. B. im Frühjahr die Heizung abstellt, die Platte zerbrochen sein wird und das Wasser eindringt.

Hier kommen zunächst Einbauten in Betracht, die in ein bestehendes Gebäude hineingestellt werden, um trockene Keller, sei es gegen Grundfeuchtigkeit, sei es gegen aufsteigendes Grundwasser, zu erzielen. Man findet diese Anordnung häufig auch in der Weise wie in Abb. 127a, dem Postsparkassengebäude in Amsterdam, wo die Betonfirma in einem neuen Gebäude dieselbe Ergänzung durchzuführen hatte. Es handelt

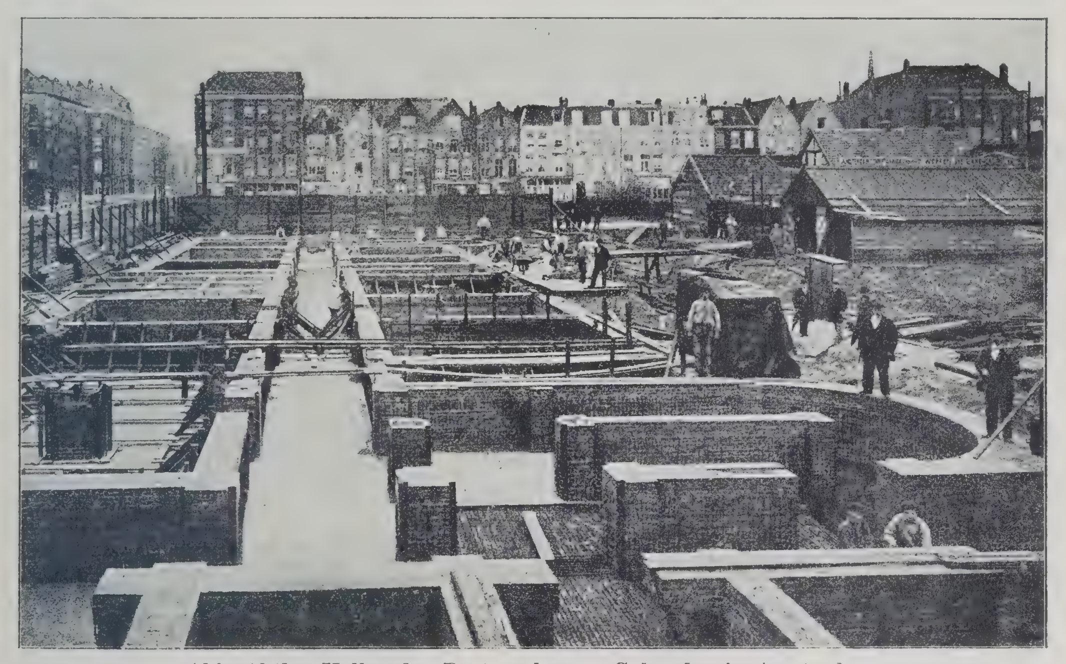


Abb. 127b. Keller des Postsparkassen-Gebäudes in Amsterdam.

sich also darum, in der vom Grundwasser erreichbaren Höhe wasserdichte Reservoire in Bauten von der gewöhnlichen Bauweise hineinzuhängen. Doch auch sonst ergibt sich häufig das Bedürfnis, unterhalb eines sonst trockenen Gebäudes einen tieferen Keller anzulegen, der in das Grundwasser hineinreicht. Die Gebrauchsfähigkeit eines Kellers für industrielle Zwecke ist an eine wasserdichte Anordnung ganz besonders gebunden. Den Bauzustand des Gebäudes nach Vollendung des Kellermauerwerks und der 34 Reservoire, die entsprechend den Zimmertiefen Spannweiten bis 6 m haben, stellt die Abb. 127b dar. Die Reservoirböden sind für eine Nutzlast im Kesselhaus von 2000 kg/m^2, sonst 300 kg/m^2 gerechnet, und ist im höheren Niveau ein Wasserdruck von 0,8, im tieferen einer von 1,10 m berücksichtigt.

Die Abb. 128 stellt den Keller der neuen Börse in Amsterdam dar, der zwei Kellerniveaus zeigt. Das tiefere ist für die Maschinen und Kessel. Die Einzelheiten der Verankerung zwischen den Seitenwänden der eingehängten Reservoire und dem Kellermauerwerk sind dort besonders ersichtlich gemacht.

Im Gegensatz zu den Kellerböden des Postsparbankgebäudes ist unter den Räumen, wo die Kessel aufgestellt sind, eine doppelte Reihe von Pfählen eingerammt. Wir

haben es also hier schon mit einer schwebenden Fundierung zu tun, die wir des besseren Zusammenhangs wegen hier anführen.

Die Fußböden hatten dem größten Wasserdruck zu widerstehen, ehe die Kessel aufgestellt waren. Für den schlimmsten Fall, d. i. bei unbelastetem Fußboden und dem höchst denkbaren Wasserstand (hier 20 cm über dem höchsten Wasserstand), mußte der Boden berechnet werden. Die Kesseleinmauerungen und die Kessel selbst sind später auf stein- oder halbsteinstarke Wände, über denen Gewölbe geschlagen sind, gestellt, und zwar so, daß durch einen hinreichenden Zwischenraum eine isolierende Luftschicht gebildet wurde.

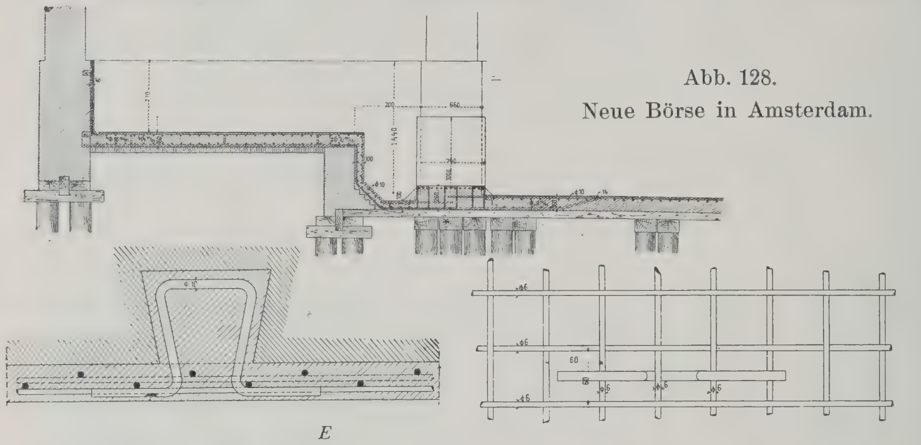


Abb. 128. Neue Börse in Amsterdam.

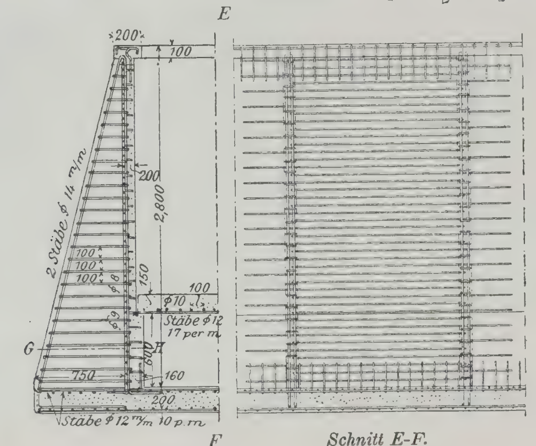


Abb. 129a. Stützmauer und 2 Schnitte.

Abb. 129b. Platte, Draufsicht und 2 Schnitte.

Abb. 129a u. b. Umbau eines wasserdichten Kellers.

Dieses war notwendig mit Rücksicht auf die verschiedenen Temperaturunterschiede, welche entstanden sein würden, wenn man sich z. B. an der Oberfläche die heiße Asche und an der Unterseite das kalte Grundwasser denkt.

Sanders berichtet in seinem Buche „Het Cement-Ijzer“, daß es ihm vorgekommen ist, daß man trotz der Warnungen die Feuerstellen der Kessel ohne jegliche Vorsorge auf gemauerten oder Eisenbetonfußböden gestellt hat. Die Folgen blieben aber nie aus.

Als einen sprechenden Beweis für diese Behauptung führt Sanders die Zerstörung und den darauf erfolgten Abbruch von einem sehr tiefen, gemauerten Keller für Heizungsanlagen in dem Seminar zu Warmond (Holland) an (Abb. 129). Auf Anraten eines Baumeisters

wurde der Keller so tief angelegt, daß ungefähr 2,40 m Wasserstand über dem Kellerfußboden an den Außenseiten der Mauern vorhanden waren.

Nachdem in den Wänden und dem Fußboden so viel Risse entstanden waren, daß an ein Reparieren nicht mehr zu denken war und das Wasser sogar in die Seitenrauchkanäle drang, wurde eine gänzliche Reparatur in Eisenbeton ausgeführt, von welcher die Abb. 129 die nötigen Details gibt.

Daraus ist zu ersehen, daß ein doppelter Boden angebracht wurde.

Der Zweck war in erster Linie, eine gute Isolierung zu bekommen. Alle Räume unter dem zweiten Fußboden stehen durch kleine Öffnungen mit der Außenluft in Verbindung, so daß die sich bildende warme Luft entweichen kann, und daß dieselben auch zwecks einer Reparatur zugänglich bleiben.

Zu bemerken ist schließlich, daß die Kesselmauerungen auch in einem hinreichenden Abstand von den Seitenwänden angebracht wurden, so daß auch in dieser Hinsicht keine abträgliche Wirkung zu befürchten war. Diese im Jahre 1903 durchgeführte Rekonstruktion hat sich vollständig bewährt.

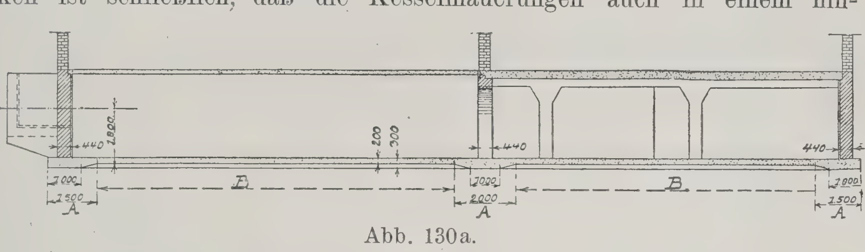


Abb. 130a.

Natürlich geht es sehr wohl an, die Herstellung wasserdichter Keller mit einer Fundamentplatte zu verbinden, ohne oder mit schwebender Pfählung. Ein Beispiel dieser Art stellt die Abb. 130 dar. Es wurden so im Haag 1906 4 Wohnhäuser hergestellt; bei denselben bildet die untere Fundamentplatte gleichzeitig den wasser-

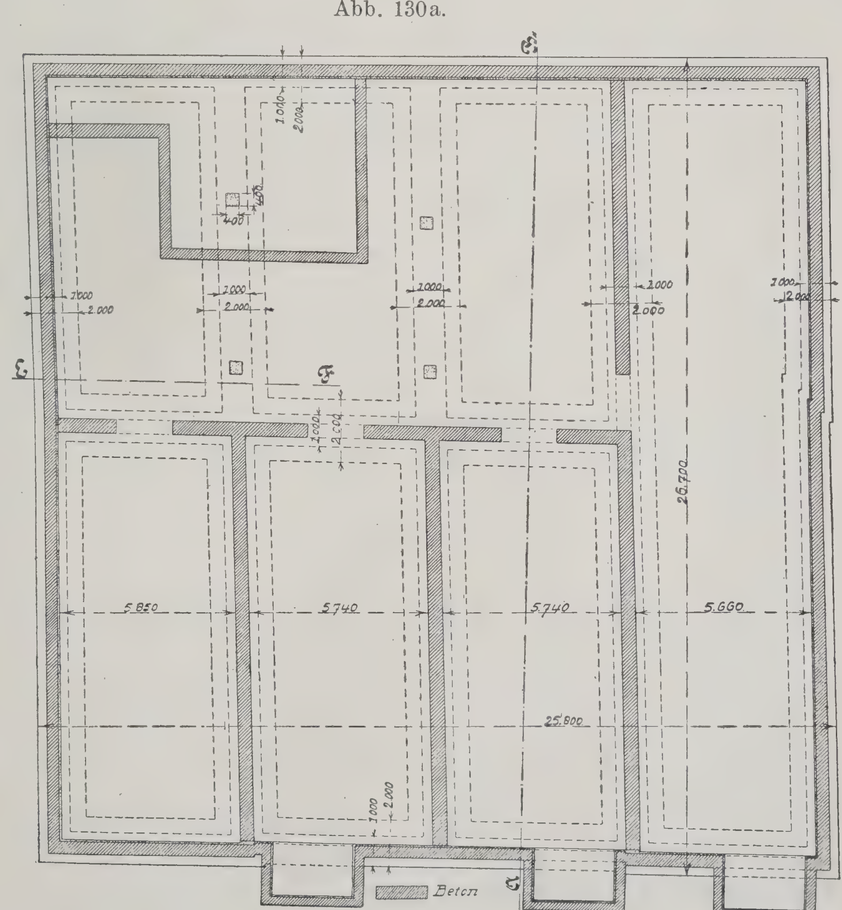


Abb. 130b. Wohnhaus im Haag.

dichten Kellerfußboden. Es befinden sich dort unter allen Mauern 2 m breite Plattenroste, zwischen denen dünnere Platten angeordnet sind, stark genug, um einerseits den Überdruck des Wassers und den Bodendruck, anderseits die Nutzlast und das Eigengewicht zu tragen; es sei bemerkt, daß in diesem Falle der Untergrund aus einem verläßlichen Sandboden bestand. Die daraufstehenden Mauern haben einen mageren Betonsockel (1 : 3 : 5), der bis zur Straßengleiche reicht, dort findet sich neuerdings eine durchgehende Eisenbetonplatte vor, die den ganzen Grundriß verankert. Das Gebäude zeigte

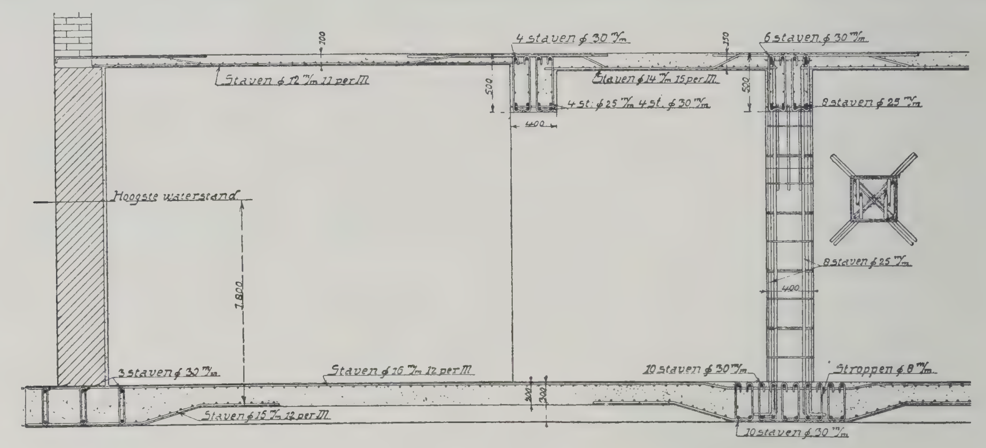


Abb. 130c.

keinerlei Spuren von ungleichmäßiger Setzung oder Undichtigkeit.

Eine ähnliche Anordnung wurde bereits gelegentlich der Besprechung von Rippenplatten mit unteren Rippen in Abb. 124 behandelt.

Man möge nicht übersehen, welche sorgfältigen und kostspieligen Vorkehrungen man anderwärts für nötig fand, welche die Amsterdamer Praxis als überflüssig unterläßt. Die Erklärung hierfür und des immer wiederkehrenden Widerspruchs bei solchen Bauten ist eine sehr einfache und in der großen Erfahrung zu suchen, die die betreffenden Unternehmer in Amsterdam gesammelt

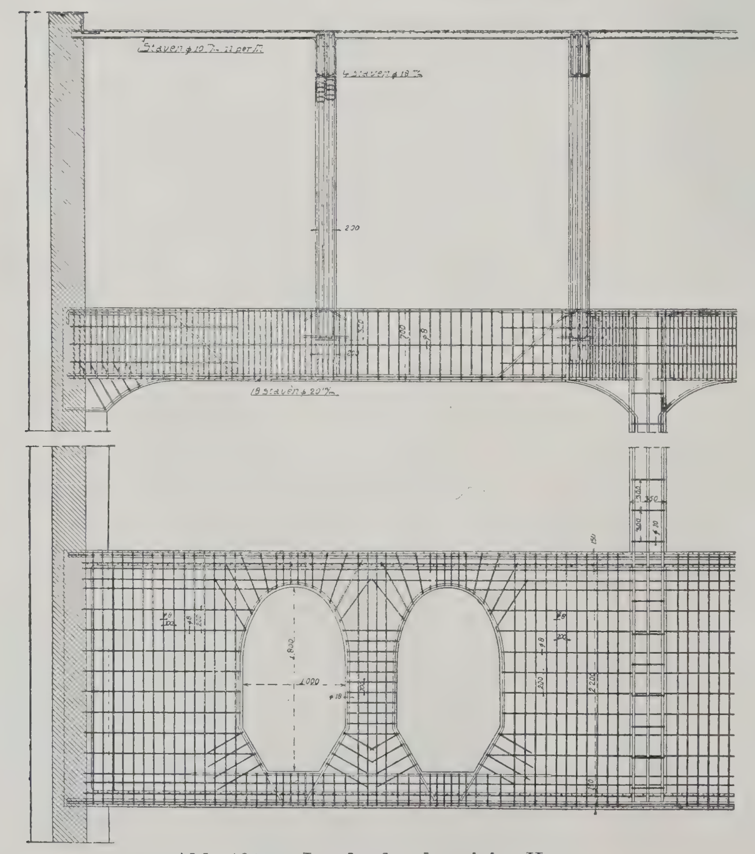


Abb. 131a. Landesdruckerei im Haag.

haben und die es ihnen ermöglicht, mit Sicherheit solche Kellerfußböden aus gewöhnlichem Beton herzustellen. In jenen Gegenden aber, in welchen für den Unternehmer keine oder nur selten Gelegenheit ist, sich solche Erfahrungen zu sammeln, da ist es natürlich, daß bei der zweifellosen anfänglichen Wasserdurchlässigkeit des Betons der Unternehmer und der Bauherr diesem Risiko aus dem Wege gehen, indem sie Schichten zweifellos wasserundurchlässiger Substanzen in die Platte oder außerhalb derselben einschalten. Es gibt in dieser Hinsicht oft arge Übertreibungen, die aber alle durch den Wunsch begründet sind, unbedingt sicher zu gehen.

Abb. 131 c.

Abb. 131 b. Landesdruckerei im Haag.

Siehe hierüber die beim Bau der Berliner Untergrundbahn angewendeten Methoden sowie den Vorschlag von Bauinspektor a. D. Müller.[1])

Eine weitere Lösung aus Holland zeigt ein Anbau zur Landesdruckerei im Haag (Abb. 131a bis c). Dort ist ein Kellerraum in der Fläche von 45 auf 17 m für 1,25 m Überdruck hergestellt. Auf der Grundplatte stehen Außenmauern und Pfeiler, die ein Sheddach tragen. Auch hier sind Keller, Seitenwände Stützen und sowie der Parterrefußboden aus einem Stück hergestellt und sind die Anordnungen bei den Kellertüren besonders zu beachten, die dem Zwecke dienen, den monolithischen Charakter des Ganzen zu wahren, um nicht nur die Säulen, sondern auch die Zwischenmauern mit Berücksichtigung der Türöffnungen einzubeziehen. In diesem Falle ist die Platte mit oberen Rippen ausgeführt. Die hier besonders häufige und naheliegende Lösung gibt dem Kellerboden eine nach unten gewölbte Form, wie sie bereits in früheren Fällen dargestellt wurde.

Abb. 132a.

Von derartigen Formen

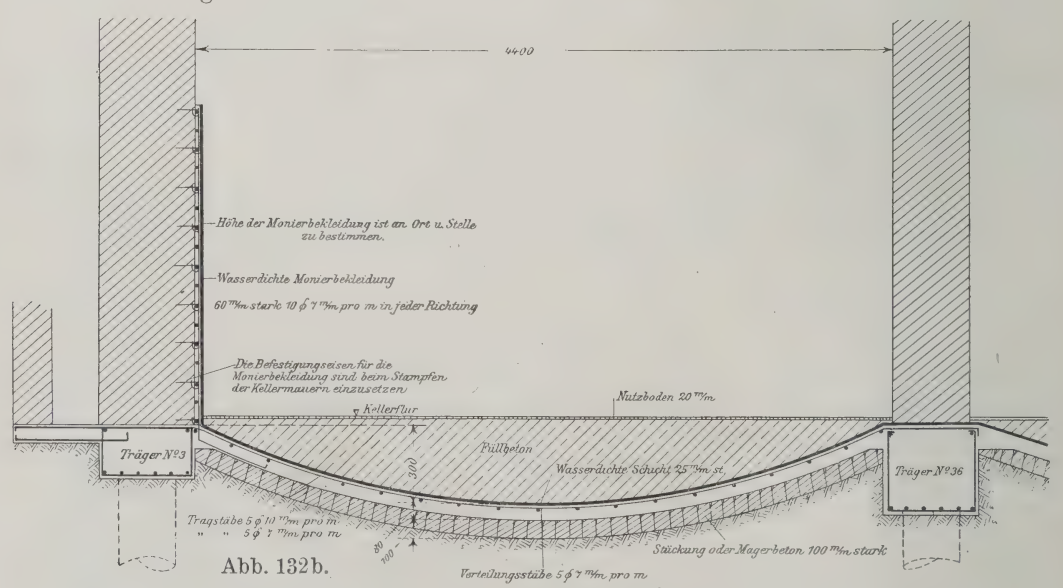


Abb. 132b.

Abb. 132a u. b. Neubau des Geschäftshauses Behrent in Kiel.

liegen mehrere Ausführungen der Firma Wayss u. Freytag vor. Es seien hiervon folgende erwähnt: Die Abb. 132 zeigt den Neubau Behrent in Kiel, ein Geschäfts-

[1]) Deutsche Bauztg., Anzeigen-Beilage 1909, S. 162.

haus mit 2 m Wasserstand über der Kellersohle. Der Höhenschichtenplan bezieht sich auf die tragfähige Bodenschicht, und der Keller besteht aus Fundamentträgern, die auf spiralbewehrten Eisenbetonpfählen aufruhen. Die Länge dieser Pfähle wurde mittels dieses Schichtenplans bestimmt. Zur Abfangung des anstoßenden Giebels eines alten, sehr schlecht fundierten Hauses fanden Bohrpfähle Verwendung. Der Giebel war auf seiner ganzen Höhe von 17 m nur ein Stein stark und wurde auf eine Auskragung der über den Pfählen angeordneten Eisenbetonplatte gesetzt.

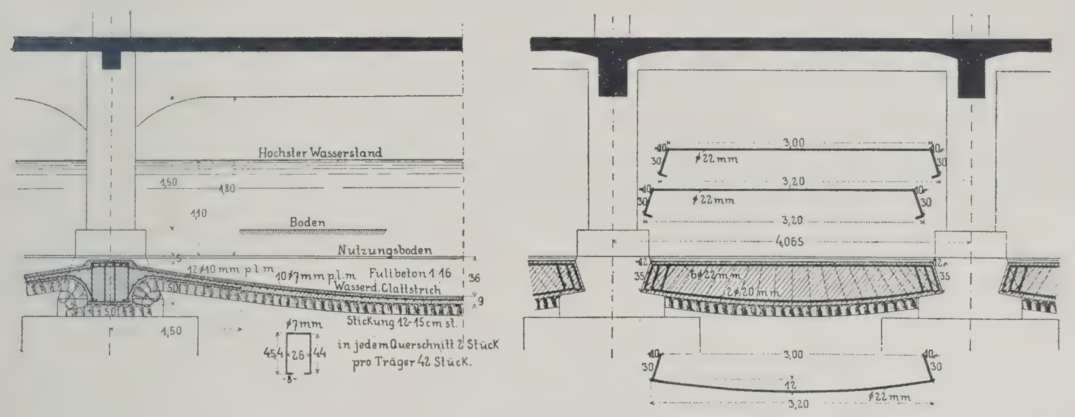


Abb. 133. Keller in Reutlingen.

Ein zweites Beispiel bietet die Kelleranlage der Verlagsbuchhandlung Ensslin u. Laiblin in Reutlingen (Abb. 133).

Bei dem Interesse, dem solche Anlagen bezüglich ihrer Wirksamkeit begegnen, und mit Rücksicht auf den Umstand, daß meine seinerzeitigen Angaben über das ähnlich angelegte Archiv der Amsterdamer Postsparkasse durch die Amsterdamer Zement-Typer Werke, Wittenburg, in Beton u. Eisen 1902 angezweifelt wurden, habe ich mich bezüglich des Baues direkt an den Bauherrn gewendet, von dem ich den nachfolgenden Brief erhalten habe:

Euer Hochwohlgeboren

beehre mich, auf Ihre werte Anfrage vom 31. 3. ergebenst mitzuteilen, daß der wasserdichte Keller in der Monierbauweise im Jahre 1901 erstellt wurde.

Wir sind damit recht zufrieden. Nur in der ersten Zeit gab er Anstand, dem aber abgeholfen wurde. Der Architekt hatte die Konstruktion nicht weit genug heraufgenommen, so daß Wasser über der Grenze der wasserdichten Arbeit hatte hereindringen können. Wir haben jetzt einen absolut trockenen Keller, selbst bei starkem Wasserdruck.

Es hat sich der wasserdichte Keller erst jetzt wieder vorzüglich bewährt, da wir bei dem Unwetter am 20. Mai (dem ärgsten seit dreißig Jahren hier) keinerlei Schaden durch Wasser hatten, während fast in alle Keller Grundwasser eingedrungen war.

Hochachtungsvoll
Ensslin u. Laiblins Verlagsbuchhandlung.

Einen weiteren interessanten Fall[1]) dieser Art, der ebenso wie der vorangehende von der Firma Wayss u. Freytag hergestellt wurde, ist das Pumpenhaus der Zellstofffabrik Walsum, wo ein Hochwasserdruck von 7 m zu gewärtigen war. Dort wurde bei einer Spannweite von 10 m außer dem tragenden Gewölbe noch ein zweites hergestellt, das die Abdichtung bezweckt. Da bei solchen Gewölben und ihrem gleichmäßig verteilten Druck die Bewehrung statisch eine nebensächliche Rolle spielt, so kommt

[1]) Wayss u. Freytag, Der Eisenbetonbau, S. 186.

es häufig vor, daß man sich derselben nur so weit bedient, als sie zur Verhütung von Undichtheiten und Sprüngen notwendig erscheint. Hierzu genügen unter Umständen Drahtnetze oder Streckmetall wie in Abb. 134 bei einem Kohlenbehälter in England.

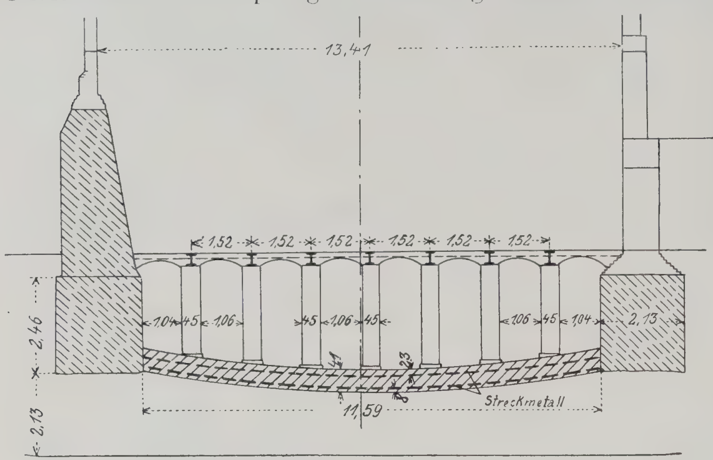


Abb. 134. Kohlenbehälter in England.

Natürlich ist es auch möglich, wasserdichte Keller ganz unabhängig von dem Gebäude herzustellen. Als ein Beispiel dieser Art sei auf die Abb. 135 verwiesen, die aus dem Jahre 1897 stammt. Es handelte sich darum, für ein Transportband beim Betrieb von Getreidesilos in Amsterdam einen Tunnel zu errichten, derselbe sollte 118 m lang, 1,80 m breit und 2 m tief sein, mit 0,9 m Überdruck. Nun war es aber untunlich, die Baugrube, die an eine Kaimauer grenzte und mit dem direkt danebenliegenden Fluß kommunizierte, trocken zu legen. Der Tunnel wurde aus 30 Stück Eisenbetonkästen zusammengesetzt und die Zwischenräume mit Mörtel ausgegossen. Weitere Ausführungen dieser Art gehören in das Gebiet Reservoire und Rohre (siehe z. B. dort III. Band, 1. Teil, erste Aufl. S. 523). Die Anordnung der wasserdichten Schutzschicht bei Beton-Eisenrosten zeigt die Abb. 136, wie sie in Detroit ausgeführt wurde.[1])

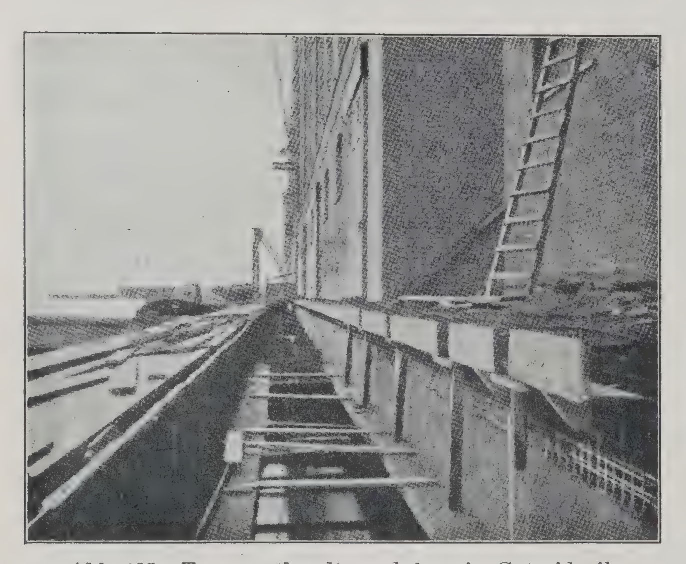


Abb. 135. Transportbandtunnel für ein Getreidesilo, Amsterdam.

Ein einheimisches Beispiel, bei welchem zur Herstellung der Wasserdichtigkeit nur Portlandzement verwendet wurde, stellt die Abb. 137, eine Seifenfabrik in Nürnberg, dar.[2])

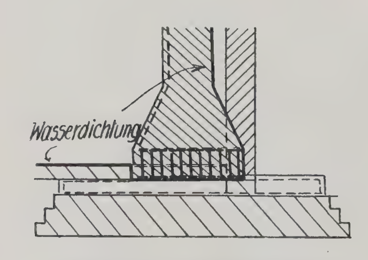


Abb. 136. Wasserdichtung bei den I-Trägerrosten.

Dieselbe steht auf Triebsand mit einem Höchststande des Grundwassers von 1,87 m über Fundamentsohle, für diesen Wasserdruck wurden die 60 cm starke Fundamentplatte aus reinem Beton berechnet und die Arbeiten unter Wasserhaltung ausgeführt.

[1]) Eng. Record 1909, 16. Oktober, S. 441.
[2]) Deutsche Bauztg., Zement-Beilage 1905, Nr. 6.

Zur Erzielung der geforderten Wasserdichtigkeit wurden die Innenwände und die Sohlenfläche während der Wasserhaltung von besonders geschulten Vorarbeitern mit

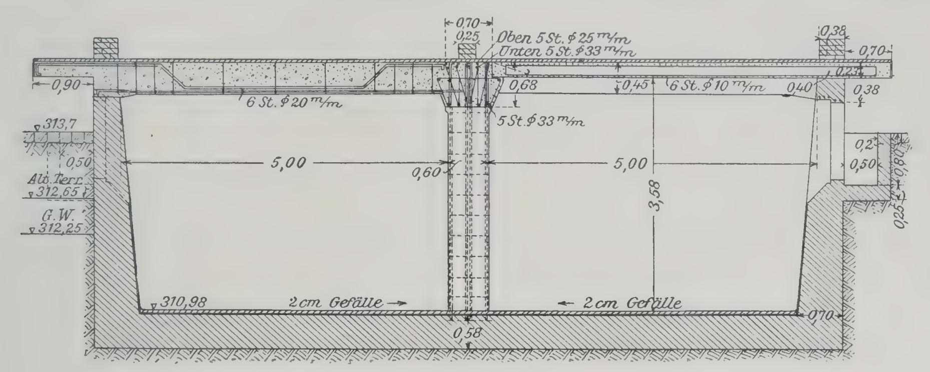


Abb. 137. Keller einer Seifenfabrik in Nürnberg.

einem Zementverputz von 1 : 2 versehen. Nach Erkaltung des Innenputzes konnte die Wasserhaltung außer Betrieb gesetzt werden.

Behufs Erzielung auftriebsicherer Grundplatten bedarf es besonderer Vorkehrungen, sogenannter Zugpfähle, auf die wir bei der schwebenden Gründung zu sprechen kommen werden.

Wir führen schließlich folgende Ausführungen der Firma Brandt u. Co. an:

Markthallenbau in Breslau (Abb. 138). Das Gebäude steht auf einem Grundstück, das ehedem ein Teich eingenommen haben soll, und tatsächlich reichte der angeschüttete Boden stellenweise bis 3 m unter Terrain; auch sonst würde diese Annahme die eigenartigen Grundwasserverhältnisse hinreichend erklären. Der tragfähige Baugrund bestand in der Hauptsache aus festem Ton, der aber streckenweise von Sandnestern und Schwimmsandadern durchsetzt war. Als zulässige Bodenpressung wurden 2 kg für 1 cm² angenommen. Mit Rücksicht auf die großen Lasten, welche für einzelne Hauptpfeiler ohne Fundamentgewicht bis 230 000 kg steigen, und da der Baugrund in größerer Tiefe nicht besser, die Wasserhaltung aber noch schwieriger geworden wäre, ferner der bedeutende Auftrieb eine steife und gut isolierte durchgehende Platte notwendig machte, so war es naheliegend, die Platte gleichzeitig als biegungssteife Fundamentplatte zur Aufnahme aller Lasten auszubilden, statt die Pfeilerfundamente einzeln tiefer zu führen. Es war durch Anwendung einer allerdings etwas reichlichen und kostpieligen Eisenbewehrung möglich, mit einer Konstruktionshöhe von nur 50 cm für diese Platte auszukommen. Solche durchgehenden

Coudronanstrich
1½ cm Gussasphalt.
Siebels Bleiplatten.
2 cm Putz.
2 cm Putz.
2 cm Putz.
R-E. 10 mm alle 30 cm i. b. Richt.
R-E 10 mm alle 33 cm
1½ cm Schutzschicht.
2 Lag. Asph. Filzpappe.
2 cm Cement Feinschicht.
R-E. 10 mm alle 33 cm.

Abb. 138.

Eisenbetonplatten werden neuerdings häufig angewendet; abweichend von dem Üblichen ist hier aber die wasserdichte Isolierung eingeordnet. Sie wurde in dem horizontalen Teil unter der Platte verlegt und teilt die tragenden Außenmauern vertikal in der Mitte. Wenn die Isolierung über der steifen Fundamentplatte durchgelegt wird, so hat sie die konzentrierten Lasten der Pfeiler zu tragen, und überdies liegt die Eisenbetonplatte ungeschützt in dem wechselnden Grundwasser, welches in Großstädten unter Umständen starken Säuregehalt aufweist und dadurch im Laufe der Zeit den besten Beton schädlich beeinflußt. Die Zweiteilung der Außenmauern hat den Zweck, die Kosten der Herstellung besonderer Stützmauern außerhalb der Isolierung, die nachher unbelastet bleiben, zu ersparen. (Ein Beispiel der anderen Ausführung bietet die neue Kölner Markthalle.) Für die Wasserhaltung während der Fundierung wäre es natürlich einfacher, zunächst eine starke Betonschüttung etwa unter Wasser einzubringen und erst nachher die Baugrube zum Zwecke der Isolierung leer zu pumpen. Bei den Breslauer Markthallen, auch in Markthalle I, welche ganz nahe der Oder liegt, befindet sich unter der Isolierung eine einschließlich Zementfeinschicht nur 9 cm starke Betonplatte (Abb. 137). Das Grundstück wurde streifenweise unter ständiger Wasserhaltung ausgeschachtet, und 50 cm bis 1 m unter der Sohle der zukünftigen Platte wurde sofort eine Drainage gelegt mit einer großen Anzahl von Sandfängen. In diesen Sandfängen lagen die Enden der Drähte, welche eine spätere Reinigung der Rohre ermöglichten. So wurde der ganze Wasserabfluß nach den Hauptsammelbrunnen geleitet und von da in die städtischen Kanäle gepumpt. Die Drainage sollte hauptsächlich die Sandnester und Quellen verbinden. Wo solche Quellen unbeachtet blieben und nach Aufbringen der dünnen Betonplatte in der einschließenden Lette keinen Durchgang fanden, konnten sie mit ihrem starken Auftrieb die Platte heben und zerstören. Solche Quellen mußten offen gehalten und erst nach der Fertigstellung und Belastung der Eisenbetonfundamentplatte besonders gedichtet werden.

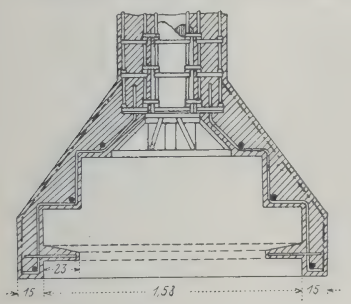
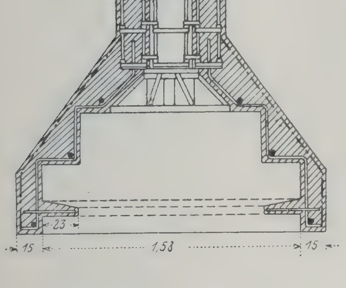
Die Zementfeinschicht der 9 cm starken Platte erhielt gut deckenden Goudronanstrich und über diesem zwei Lagen Asphaltfilzpappe, mit heißem Goudron in den Überdeckungen und aufeinander geklebt und oben nochmals gestrichen. Auf die Isolierung wurde noch eine 1,5 cm starke Zementschutzschicht aufgebracht, um jene vor Verletzungen beim Verlegen der Rundeisen in der Eisenbetonplatte und vor dem Eindringen spitzer Kiesel beim Stampfen zu schützen (Abb. 138). In der Isolierung der Außenmauern wurde die Asphaltfilzpappe durch Asphaltbleiplatten ersetzt. Sonst ist die Anordnung ähnlich wie oben besprochen. Die Außenteile der Mauern mußten natürlich bei dieser Anordnung ihre besonderen Eisenbetonbankette erhalten, so daß der Bodendruck unter diesen ebenso groß ist wie unter der Platte. Die Isolierung in den Wänden reicht bis 15 cm über den höchsten beobachteten Grundwasserspiegel; in dieser Höhe haben die Mauern eine Gußasphaltisolierung gegen aufsteigendes Grundwasser und außen einen Goudronanstrich bis Terrainhöhe.

Eisenbetonbehälter zum Einbau eines Streifenschweißofens für die Firma Piedboeuf u. Comp., Eller. Bei dem Einbau eines Streifenschweißofens von 15 × 8 m Grundfläche wurde als Grubenumschließung ein Eisenbetonreservoir gewählt. Während des Baues mußte man für fortwährende Wasserhaltung sorgen. Die Baugrube wurde mit Spundwänden umschlossen und durch fortgesetztes Pumpen von dem 2,5 m über Fundamentsohle stehenden Grundwasser trocken gehalten. Bemerkenswert ist die Art der Dichtung, die in doppelter Zementfeinschicht mit dazwischengelegter Asphaltfilzpappe besteht. Das Reservoir ist oft Temperaturen, vom Schweißofen herrührend, bis 200° C. ausgesetzt.

Fundierungsarbeiten für die Hochwasserpumpstation und Kläranlage in Duisburg. (Stadtbauamt Duisburg.) Die auf Wasserauftrieb und Bodenreaktion dimensionierte Eisenbetonplatte wurde folgendermaßen gedichtet: Wände und Bodenplatte bestehen aus einer 10 cm dicken, schwach bewehrten Unterlagsplatte, auf welcher die erste gut geglättete Zementfeinschicht und die aus Asphaltfilzpappe bestehende Isolierschicht aufgebracht wurde. Hierauf kam eine Zementschutzschicht und darüber die dem gesamten Wasserauftriebe entsprechend dimensionierte Fundamentplatte aus Eisenbeton. Die so durchgeführte Dichtungsmethode hat sich hier u. a. a. O. vortrefflich bewährt. Die Kläranlage besteht aus drei aneinandergereihten Klärbecken mit den Umläufen und dem Betriebsgebäude. Eine Bewehrung gegen Wasserdruck war statisch nicht an allen Stellen notwendig. Trotzdem wurden Eiseneinlagen angeordnet, um etwaige schädliche Wirkungen einer ungleichmäßigen Bodensetzung oder Unterspülung der Becken zu vermeiden. Die Innenwände sind mit Hartporzellanplatten ausgekleidet. Die Bauausführung wurde bei stetiger Wasserhaltung bewerkstelligt.

Umbauten.

Die im vorstehenden beschriebenen Methoden leisten auch dann hervorragende Dienste, wenn es sich um Ausbesserung bereits bestehender Bauwerke handelt, sofern dieselben in den Abmessungen ihrer Fundamente unzureichend angeordnet worden sind. Ein Beispiel gibt uns die Abb. 139, wo es sich darum handelte, die Säulenfüße in einer Brauerei zu rekonstruieren.[1]) Die Benutzung des Gebäudes hat eine Änderung erfahren, und die vermehrten Nutzlasten hatten neue Säulen und Decken nötig gemacht. Man wollte die Umfassungswände benutzen und nur die Säulenfundamente verstärken. Dieselben bestanden aus Betonklötzen, 1,8 m im Geviert und plangemäß 1,8 m tief. Es war beabsichtigt, dieselben mit einem Eisenrost zu unterfangen.

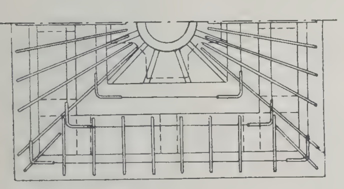


Abb. 139. Verstärkte Säule und Fundamentsokel.

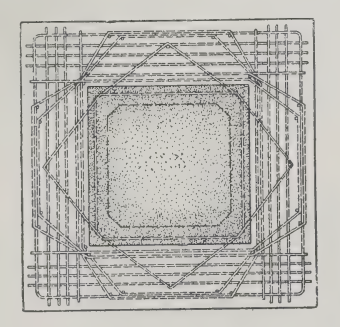
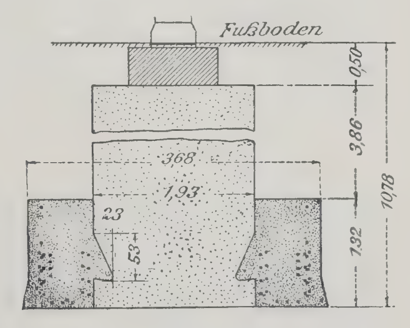



Abb. 140. Verbreiterte Sokel einer Säule.

Eine Untersuchung ergab jedoch, daß die Fundamente verschiedene Tiefen, und zwar in den Grenzen von 1 m bis 5,60 m aufwiesen, daß also der erwähnte Plan schon in dieser Hinsicht nicht durchführbar war. Es stellten sich jedoch noch weitere Hindernisse der Einführung so großer Eisenträger entgegen, daß man sich schließlich zu der gezeigten Form entschloß. Die Fläche des neuen Unterlagers wurde auf Grund einer Bodenbelastung von 2,6 kg/cm² bestimmt, während die alten 3 kg/cm² getragen hatten. Die Verbindung geschah durch eine keilartige Vertiefung, und wurde der Zusammenhalt

[1]) Eng. Record 1908, 31. Oktober.

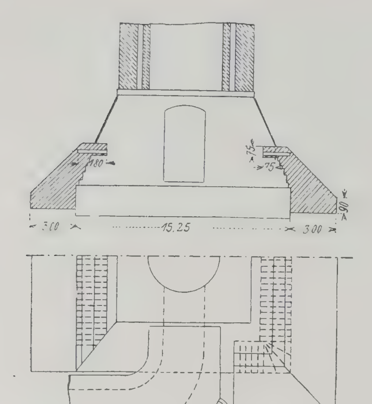


Abb. 141. Verbreitertes Fundament eines Kamins.

ebenso wie die Wirkungsverbreitung durch eine Bewehrung, wie sie Abb. 138 zeigt, sichergestellt. Einen ähnlichen Fall zeigt uns die Abb. 140 beim St. Nicolaus-Hotel in St. Louis. Dieses sechs Stock hohe Gebäude wurde unter Benutzung der bestehenden Fundamente und gußeisernen Säulen mit Hilfe des bewehrten Betons in ein zehnstöckiges Bureaugebäude umgewandelt. Die Anordnungen zur Verbreiterung des Fundaments sind aus der Abb. 140 klar ersichtlich. Ein weiterer Fall betrifft einen 75 m hohen Schornstein der Solvay Co. in Detroit, Mich., wo es sich darum handelte, die gefahrdrohenden Setzungen aufzuhalten (Abb. 141). Die alten Fundamente waren 4,80 m versenkt und 15 m im Gevierte auf einem Lehmboden in Mauerwerk hergestellt gewesen. Es ergaben sich Setzungen, die nach zwei Jahren durchschnittlich 30 cm betragen und den Kamin schief gestellt haben, so daß, da auch die Schiefstellung eine einseitige weitere Vermehrung der Randspannung zur Folge hat, das Bauwerk einsturzgefährlich wurde; man entschloß sich nun zu der in der Abb. 141 gezeigten Verbreiterung der Fundamentfläche, wobei die Bewehrung aus 30 cm hohen I-Trägern den Verband zwischen den alten und neuen Fundamenten herstellte. Hierbei betrug die Erweiterung 40 vH. auf der eingesunkenen Seite, 20 vH. auf der gegenüberliegenden Seite. Die letztere wurde aber erst hergestellt, als die weitere Senkung den Kamin wieder ganz geradegestellt hatte. Hennebique hat dieses Hilfsmittel bei einem Kirchturm in Notre-Dame von Brebières in Albert (Somme) 1896 angewendet. Der Turm der Kirche in Albert ist auf einer Tuffmergelschicht von einer Mächtigkeit von 8 bis 10 m aufgebaut, unter welcher sich eine Torfschicht befindet. Man glaubte, denselben in seinen Fundamenten mit

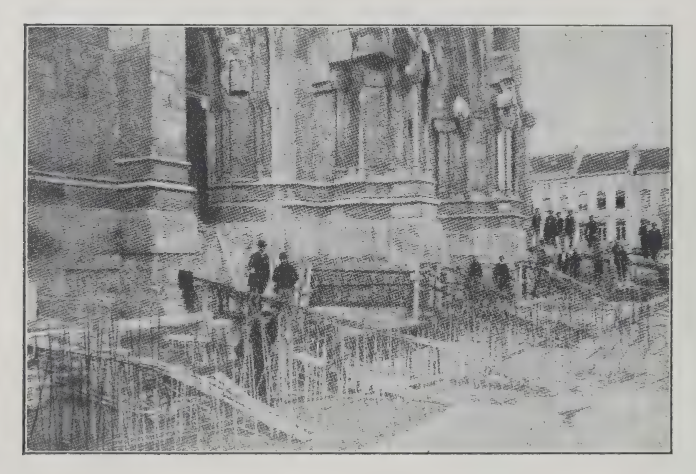


Abb. 142a. Kirche in Laeken-Brüssel im Umbau.



Abb. 142b. Kirche in Laeken-Brüssel.

8 kg/cm² belasten zu dürfen, kaum hatte er aber eine Höhe von 45 m erreicht, entsprechend einer Last von 6 kg/cm², als er sich im Verlauf von fünf Tagen um 13 cm senkte. Um dem abzuhelfen, wurde eine Platte 20 auf 22,5 m unter dem Turm nachträglich aufgeführt, die, mit 35 bis 50 cm breiten Absätzen, in das Mauerwerk der Turmfüße eingriff. Auf diese Weise gelang es, nach Inangriffnahme des Baues am 25. Juli bereits am 25. August die Erlaubnis zum Weiterbau zu geben und die Bodenbelastung bis auf 2 kg/cm² herabzudrücken. Hierbei wurden Ausladungen bis 6,50 m nötig. Die Mergelschicht hat oben in 1 bis 1,5 m eine Festigkeit ähnlich der gewöhnlichen Schreibkreide, unterhalb wird sie jedoch weich und mit Höhlungen von organischen Substanzen vermischt. Es handelt sich also auch hier darum, die Tragfähigkeit dieser oberen Schicht auszunutzen.

Eine weitere Ausführung Hennebiques zeigt die Abb. 142 der Kirche Notre-Dame in Laeken-Brüssel während und nach dem Umbau ihrer Fundamente.

Ein Fall, der sich sehr häufig wiederholt, besteht darin, daß auf Pfahlrost fundierte Gebäude durch das Morschwerden des Holzes ins Senken geraten und ein baufälliges Ansehen annehmen. Die in solchen Fällen üblichen Unterfangungen sind nicht nur kostspielig, sondern auch wegen ihrer schwierigen Herstellung und des zweifelhaften Charakters des Baugrundes unverläßlich. Es empfiehlt sich in solchen Fällen als einfachste Lösung die Anbringung einer Monierwerkplatte zwischen den bestehenden Mauern. Falls es nicht möglich sein sollte, dieselben teilweise zu untergreifen, ist ein Verband

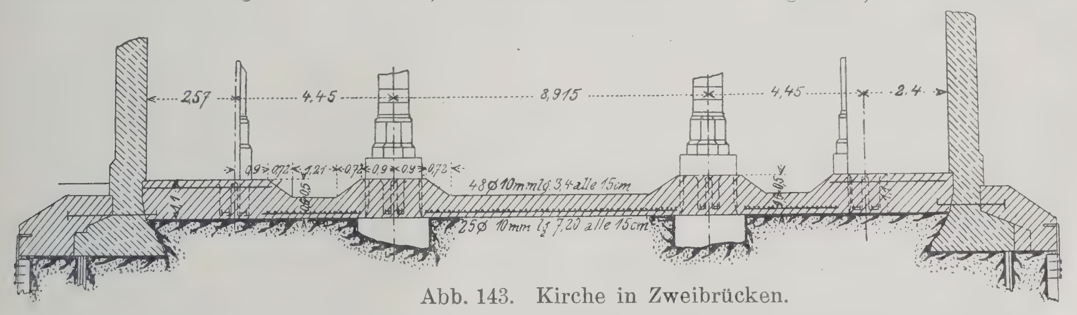


Abb. 143. Kirche in Zweibrücken.

durch Verankerung und Verschmatzung zu erzielen. Ein Beispiel dieser Art bietet die Fundamentsicherung der Alexanderkirche in Zweibrücken in der Pfalz (Abb. 143), die von der Firma Dücker u. Co. Ende 1904 ausgeführt worden ist. Ursache der Baufälligkeit der Kirche war auch in diesem Falle ein alter Pfahlrost. Die Zerstörung des Holzes war durch Senkung des Grundwasserspiegels eingetreten. Durch die in Abb. 143 gezeigte Anordnung wurde zweierlei erzielt, einerseits eine Herabminderung des Gesamtdrucks auf 1 kg/cm², anderseits ein wasserdichter Abschluß im Falle der Hochwässer.[1])

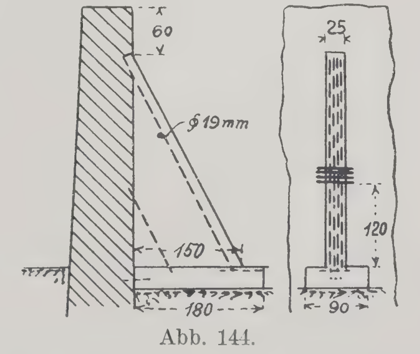


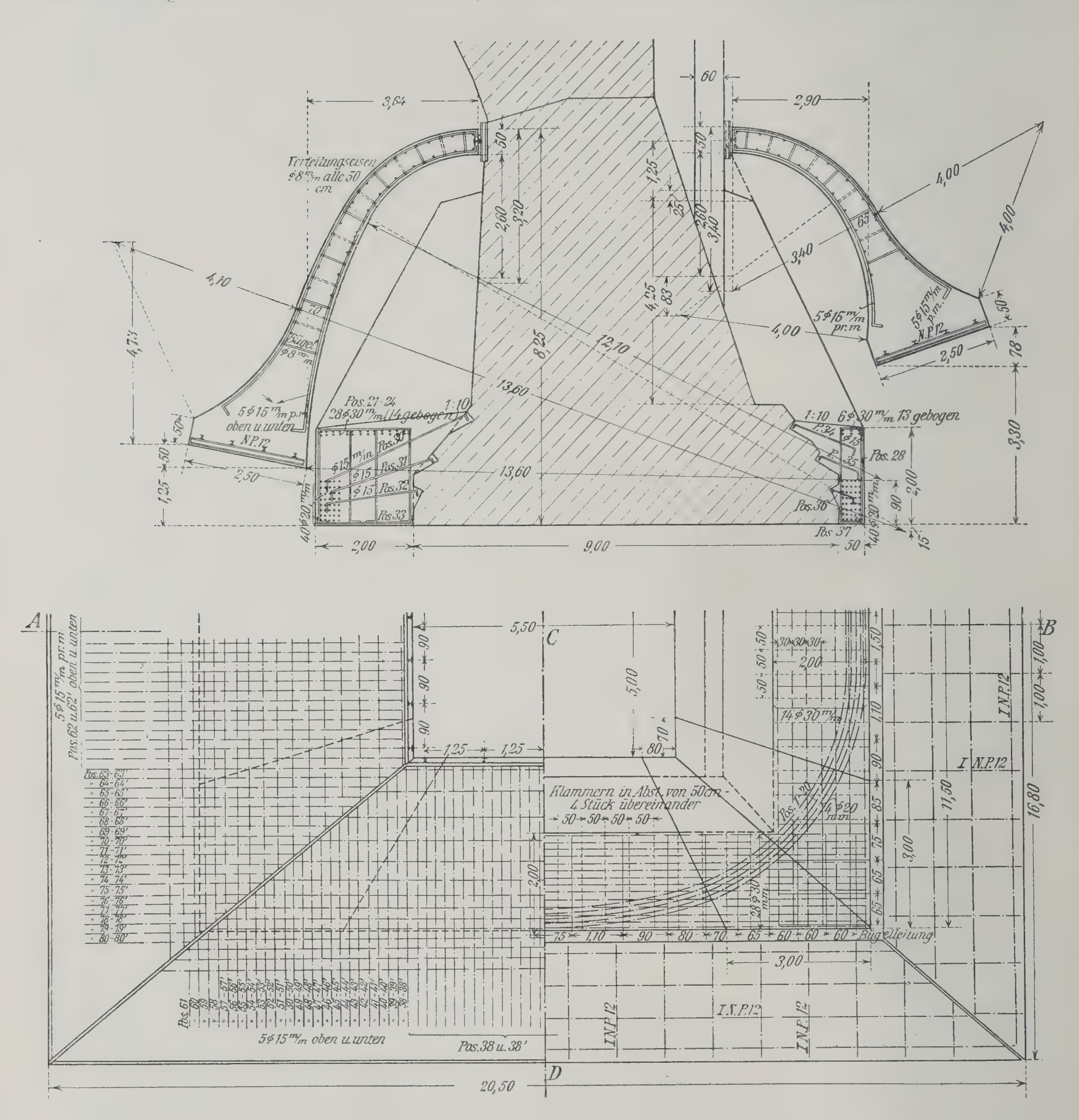
Abb. 144.

Die Abb. 144 stellt die Rekonstruktion einer Reservoirmauer dar, um dieselbe gegen Seitendruck des Wassers besser zu sichern.

Einen seltenen Fall ausführlicher und erfolgreicher Benutzung des Eisenbetons zur Fundamentunterfangung zeigt die folgende, von B. Liebold u. Co. in Holzminden durchgeführte Arbeit (Abb. 145).

[1]) Deutsche Bauztg. 1905.

Bei einer größeren Brücke, die schon seit längerer Zeit fertiggestellt war, zeigten sich plötzlich an einem Endbogen Risse im Scheitel des Gewölbes, denen bald darauf auch ein Abheben der Kämpferfuge folgte. Die Untersuchung nach dem Grunde dieser Erscheinungen ließ deutlich erkennen, daß eine Senkung des Endwiderlagers eingetreten



Zu Abb. 145. Umbau eines Widerlagers.

war, trotzdem sich der Baugrund bei der Ausführung als vollkommen einwandfrei erwiesen hatte.

Um weitere Senkungen des Widerlagers zu verhüten, mußte einmal die Grundfläche des Fundaments zur Verminderung der Bodenpressung vergrößert werden und zweitens mußte das Gewicht des über der Verbreiterung ruhenden Erdreichs von dem Fundament ferngehalten und durch eine selbständige Konstruktion gesondert übertragen werden.

Der erste Teil dieser Aufgabe wurde in ähnlicher Weise gelöst wie die vor einigen Jahren von der genannten Firma ausgeführte Unterfangung des Turmes der Hauptkirche zu Wolfenbüttel.

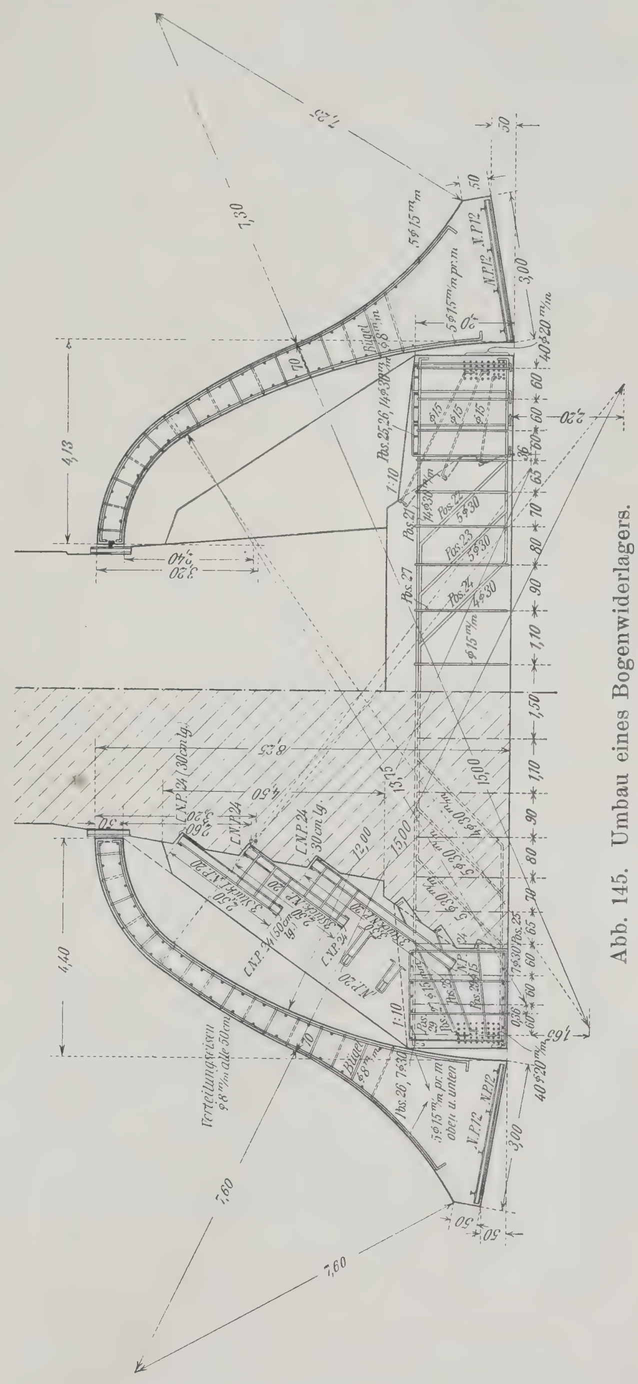


Abb. 145. Umbau eines Bogenwiderlagers.

Es wurde nämlich der Fundamentabsatz des Widerlagers durch eine eisenbewehrte Platte von 2 m bezw. 0,50 m Breite vergrößert, und außerdem wurden an allen vier Ecken des rechteckigen Widerlagers kräftige Strebepfeiler angeordnet.

Die Verbindung der Strebepfeiler mit dem alten Widerlager erfolgte in der Weise, daß in den vorhandenen Beton kräftige Verzahnungen eingestemmt wurden. In die so entstandenen Schlitze wurden [-Eisen N.-P. 24 eingelegt, gegen die sich die Bewehrung der Strebepfeiler stützt, die aus I-Trägern N.-P. 20 besteht.

Die unteren Enden dieser I-Träger erhielten Füße aus [-Eisen N.-P. 24, um die Stützendrücke gut auf den neuen Beton zu verteilen. Die einzelnen Trägerlagen jedes Strebepfeilers sind untereinander noch durch Bügel verbunden, um eine gleichmäßige Wirkung aller Eisen zu erzielen.

Die zwischen den Strebepfeilern angeordnete Verbreiterung des Fundamentabsatzes ist ebenfalls durch Verzahnung mit dem alten Widerlager verbunden.

Bei dieser Verbreiterung bestand die Gefahr, daß infolge der Bodenreaktion ein Kippen um die obere Kante der neuen Platte eintreten konnte, falls sich die Verbindung mit dem alten Beton als unwirksam erwies. Um jede Drehung des verlängerten Absatzes und damit eine Abtrennung der Verbreiterung von dem alten Widerlager auszuschalten, wurde ein das ganze Fundament umschließender, kräftiger Zugring angeordnet, der aus 40 R.-E. 20 mm Durchmesser besteht.

Weiter wird die Platte noch infolge ihrer Stützung gegen die Strebepfeiler auf

Biegung beansprucht. Zur Aufnahme dieser Spannungen ist eine besondere Rundeisenbewehrung vorgesehen.

Bei der Herstellung der Fundamentverbreiterung mußte die größte Vorsicht beobachtet werden. Es wurde zunächst das Widerlager bis zur Fundamentunterkante freigelegt, und hierauf wurde auf dem Boden eine Betonlage von 5 cm Stärke festgestampft.

Sämtliche Außenflächen des alten Widerlagers, die mit dem neuen Beton in Berührung kamen, wurden aufgerauht, und dann wurden die Verzahnungen genau nach Zeichnung eingestemmt.

In den Sohlenbeton wurden in 50 cm Entfernung rund 2 m lange Ankereisen von 15 mm Durchmesser eingelegt, die dann oberhalb der Sohle noch dreimal übereinander angeordnet wurden.

Die Verlegung der Ring- und Balkenbewehrung erfolgte gleichzeitig. Die Eisen der Ringe wurden nach Schablonen gebogen und mit Haken versehen, die so ineinandergriffen, daß jeder Eisenstab einen geschlossenen Ring bildete. Zahlreiche Bügel, die mit der Bewehrrung durch Drähte verbunden wurden, ermöglichten es, daß sämtliche Eiseneinlagen die richtige Lage und den vorgeschriebenen Abstand erhielten.

Zur Herstellung des Betons wurde eine Mischung von 1 Teil Zement auf 5 Teile Sand und Kies verwendet.

Der zweite Teil der Fundamentsicherung, der, wie schon oben erwähnt wurde, darin bestand, die vom Erdreich herrührende Belastung von dem Fundament fernzuhalten, wurde durch eine glockenförmige Überwölbung des ganzen Widerlagers erreicht.

Rings um das Fundament sind eisenbewehrte Entlastungsgewölbe angeordnet, die sich an allen vier Seiten gegen den alten aufgehenden Beton stützen und den Erddruck als wagerechten Horizontalschub auf das Widerlager übertragen.

Die Bewehrung der Entlastungsbogen besteht aus 5 R.-E. von 15 mm Durchmesser für 1 lfd. m, die durch Bügel und Verteilungseisen in der richtigen Lage gehalten werden.

Der 3 bezw. 2,50 m breite Fuß der Gewölbe ist mit zwei sich kreuzenden Lagen von I-Trägern N.-P. 12 bewehrt, um eine gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes zu erzielen.

Die Stützung der Bogen gegen das alte Widerlager erfolgt durch Vermittlung von durchlaufenden Auflagerschienen, die sich gegen Schienenstücke, die in den alten Beton eingestemmt sind, legen und kleine Bewegungen der Gewölbe beim Hinterfüllen zulassen.

Nachdem die Sicherung des Fundaments in der beschriebenen Weise ausgeführt war, wurde das Bauwerk wieder hinterfüllt, und die entstandenen Risse wurden ausgebessert. Bei den dann durchgeführten Belastungsproben wurden nicht die geringsten Senkungen mehr wahrgenommen, so daß die Sicherung als vollständig gelungen bezeichnet werden kann.

Maschinenfundamente.

Bei diesen Bauwerken, bei welchen die Form und die Masse die wichtigste Rolle spielen, treten häufig die Fragen der Gründung mehr in den Hintergrund. Die Form wird von den aufzunehmenden Maschinen bestimmt und die Masse muß mit der Stoßkraft der Maschinen in Zusammenhang gebracht werden, welche diese Körper tragen.

Welche Rolle die zur Aufnahme des Stoßes notwendige Masse und der für die Fortpflanzung desselben oft sehr empfindliche Bodencharakter oft spielen kann, wurde gelegentlich der Beschreibung des Unfalles zu Abb. 3 bis 6 kurz berührt. Es sei auf die Erfahrungen verwiesen, die man beim Bau der Untergrundbahnen in London und anderswo gemacht hat.

Eine typische Anordnung dieser Art findet sich in der Einleitung zum Kapitel „Bauten für besondere Zwecke" im IV. Bd., 2. Teil, S. 192 (erste Auflage) in der Einleitung zu Fabrikgebäuden vor (s. dort Abb. 5).

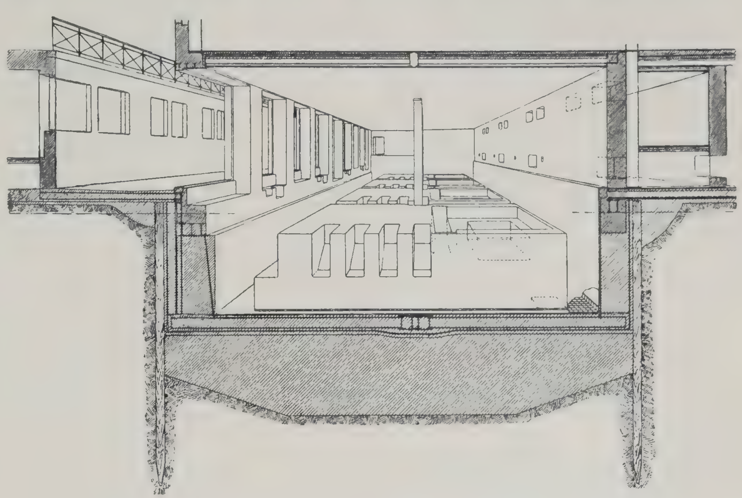


Abb. 146. Maschinenkeller bei R. Hertzog in Berlin.

Es gilt als Regel, Maschinenfundamente innerhalb von Hochbauten auf besondere Unterlagen zu stellen. Dies ist um so wichtiger, je größer der Unterschied zwischen beiden Bauteilen mit Bezug auf Setzung sein dürfte und je stärker die Erschütterungen sind. Es sei hierzu aus dem vorhergehenden Beispiel noch auf die bereits beschriebenen in Abb. 69, 76 u. 120 verwiesen, die eine Mustersammlung von drei verschiedenen Ausführungsformen darstellen. Einige amerikanische Beispiele, wobei die Fundamente des darüber befindlichen Hauses mittels Eisensäulen durch das Maschinenfundament (Betonplatte) zu einem tieferen Nieveau herabgeführt wurden, habe ich in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1894 veröffentlicht.

Zur Verminderung der Erschütterung dient die Heranziehung entsprechend großer Massen durch Bewehrungen und Verankerungen, um die Mitwirkung bezw. die Verteilung des Stoßes stets auf den ganzen Fundamentkörper sicherzustellen. Als ein Beispiel, zu welchen massiven Abmessungen man oft aus Vorsicht greift, dient die Abb. 146.

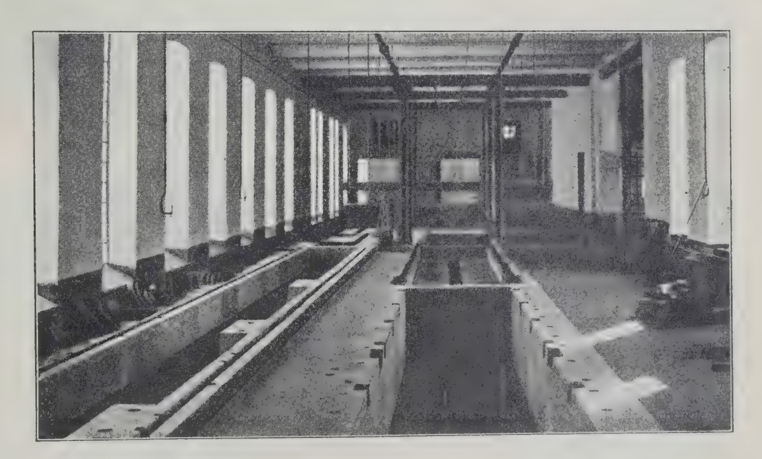


Abb. 147. Maschinenfundamente der Papierfabrik in Klein-Neusiedl.

O. Leitholf sagt hierbei in der Deutschen Bauzeitung vom 25. Januar 1908:

„Die beim Bau des Kellers angestrebte Einschränkung der Schall- und Stoßwirkungen während des Ganges der Maschinen, welche besonders durch Isolierung der Maschinenfundamente und die Anordnung großer toter Massen erzielt werden sollte, ist im hohen Maße erreicht worden. Gleichzeitig ist die Dichtigkeit des

Kellerraumes dem Grundwasser gegenüber eine vollkommene.“ — Bei solchen Abmessungen ist ein Zweifel in den Erfolg kaum berechtigt.

Die Abb. 147 zeigt z. B. das Fundament der Maschinen in der Klein-Neusiedler Papierfabrik bei Wien. Wichtig bleibt bei allen diesen Anordnungen die gute Verbindung zwischen Maschine und Fundamentkörper; um dies an einem Beispiel darzulegen, wie man das nicht machen soll, sei auf die Abb. 44 auf S. 27 des Beton-Kalender 1910, II. Teil, hingewiesen, wo die zu kurzen Verankerungen ein Abbrechen des oberen Teiles des Sägegatters zur Folge hatten. Einen ähnlichen weiteren Fall zeigt uns die Abb. 148. Dieselbe gibt eine Drahtseilbahn wieder, deren planmäßig ausgeführte Ständerfundamente bei Inbetriebsetzung in der dargestellten Weise zerbrochen sind. Zur Aufnahme des Kippmomentes wäre in dem besonderen Falle die Einbeziehung eines Betonblocks von 2,6 m Höhe nötig gewesen. Die Grundschrauben reichten jedoch nur 2 m tief, und der Beton 1 : 8 war dem allein nicht gewachsen, um das auf diese Weise entstandene Manko auf die Dauer zu ersetzen. Hierauf erfolgte der Bruch in der dargestellten Weise.

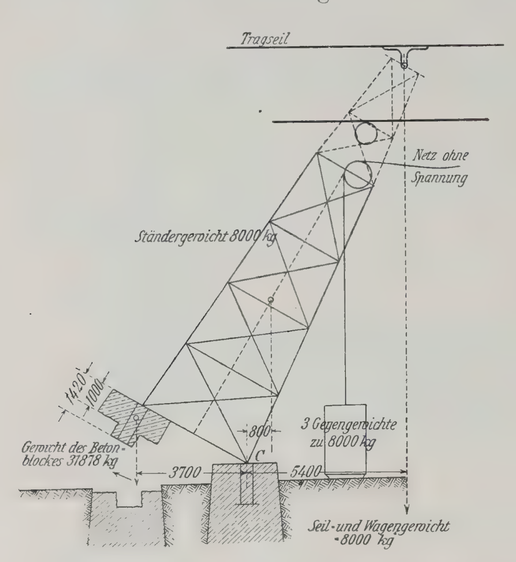


Abb 148. Schlechte Fundierung einer Seilbahn.

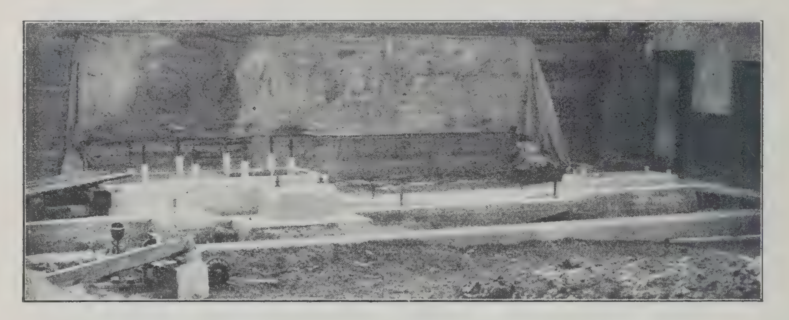


Abb. 149 a.

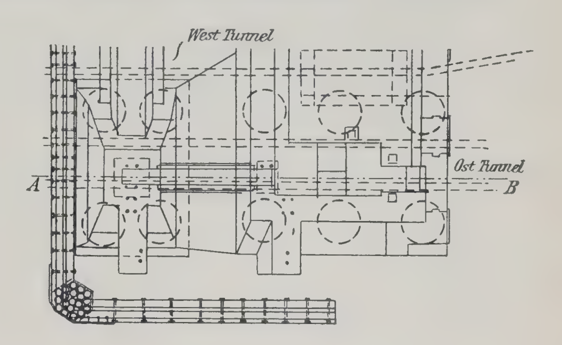


Abb. 149 b.
Fundament einer Gasmaschine und elektrischen Generators.

Beide Fälle zeigen unzureichend tiefe Fundamentschrauben. Infolgedessen sind in keinem der beiden Fälle die ausgeführten Betonklötze statisch in Wirksamkeit getreten, sondern die auftretenden Kräfte, haben dieselben zerspalten und damit die ganze Anlage unwirksam gemacht. Wir sehen, daß die Bewehrung dieser Fundamentblöcke zunächst die Kräfte von den Maschinen übernimmt, sie dann auf den Mauerwerkskörper überträgt, und gleichzeitig denselben zusammenzuhält. Wir sind auf diese Weise in die Lage gesetzt, verschiedene Fundament-

körper zusammenzukuppeln und die Wirkung der Masse in jedem einzelnen Falle so zu vermehren, so daß bei dem Stoß einer Maschine stets der ganze Mauerwerksklotz mitwirkt.

Um das Anwendungsgebiet des Eisenbetons auf diesem Gebiete zu kennzeichnen, genügt es, folgende Beispiele herauszugreifen: Die Abb. 149 stellt die Fundamente einer Gasmaschine dar (100 PS.), wobei sich die ganze Anlage der Gasmaschine und des elektrischen Generators auf einem gemeinsamen Betonblock angeordnet vorfindet. Diese zwei Anlagen werden sonst gewöhnlich getrennt fundiert, und war der Grund ihrer Vereinigung im vorliegenden Falle dadurch gegeben, daß der Einbau in sehr wasserhaltigen Lehmboden ausgeführt werden wußte. Durch ein sorgfältige Ausführung und Verbindung hat diese Anordnung nach Mitteilungen von F. C. Perkins ein sehr zufriedenstellendes Resultat ergeben. Die Anlage dient einer 100 PS.-Gasmaschine System Munzel, welche einen 85 Kilowatt-Dreiphasengenerator mit 60 Perioden in der Sekunde betreibt. Sie dient sowohl zu Beleuchtungs- wie zu Kraftzwecken.



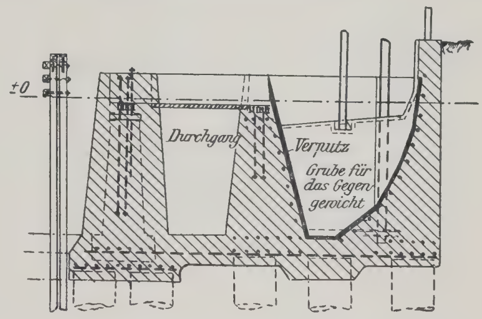


Abb. 150. Fundament einer Klappbrücke in Chicago.

Ein weiteres Beispiel ist die Fundierung der Klappbrücke im Zuge der Dearbornstraße in Chicago,[1]) Abb. 150. Hier war die Aufgabe zur Herstellung einer geeigneten steifen Form und Unterlage besonders schwierig. Dieselbe scheint einesteils durch die Bewegung der maschinellen Teile, andernteils durch die Notwendigkeit gegeben, für die Besichtigung einen besonderen Durchgang herzustellen. — Eine besonders ausgedehnte Anwendung finden diese Bauten bei Turbinenanlagen,[2]) Wasserhebewerken, kurz in allen jenen Fällen, wo eine komplizierte Form und außerdem noch Wasserdichtigkeit der Fundamente in Frage steht.

β) Schwebegründungen.

Als Bindeglied zwischen der eben beschriebenen Flachgründung und den in der Folge dargestellten Formen der Tiefgründung sind die sogenannten schwebenden Gründungen anzusehen, deren wichtigste Form die schwebende Pfählung ist. Bei diesen Lösungen des Grundbaues wird vermieden, bis auf die zu tief liegenden Fels- oder sehr tragfähigen Schichten herabzugehen, sonst aber werden dieselben Formen und Hilfsmittel verwendet wie bei der Tiefgründung. Es sollen daher dieselben, soweit sie identisch, gemeinsam erklärt werden, um Wiederholungen zu vermeiden. Diese Zusammenfassung scheint umsomehr geboten, weil die wenigsten Ausführungen von Schwebegründungen bewußt geschehen und meistenteils für Tiefgründungen gelten. Es geschieht dies schon deshalb, weil das Wesen der Schwebegründung so wenig erforscht ist, daß man sich vor dieser Anwendung fürchtet, sie selbst oft genug ohne hinreichenden Grund verbietet und schließlich doch nichts anderes ausführt.

[1]) Eng. Record 1907, 14. September, S. 280.
[2]) Beton u. Eisen 1907, Heft III, S. 71, sowie Beton-Kalender 1910, II. Teil, S. 413, Abb. 28.

Wo eine reine Flachgründung nicht befriedigt, versucht man tiefere, jedoch leicht erreichbare Schichten zum Tragen heranzuziehen, indem man so innerhalb der gegebenen Grundrißfläche die Widerstände gegen die Setzung vermehrt. Wir wollen zunächst nochmals auf das einfache Mittel zurückkommen, das uns durch die geneigte Form der Ausbildung der Druckfläche bei Flachgründungen zu Gebote steht, sei es durch eine schiffartige Ausbildung der Unterlagsfläche, sei es durch die umgekehrte Form mit Hilfe am Außenrand überkragender Spundwände, Mäuerchen oder Rippen. Es bedarf keiner besonderen Begründung, daß diese Wirkung an einen gewissen Flüssigkeitsgrad des Bodens gebunden ist oder, besser gesagt, mit der Zunahme der Plastizität deutlicher zur Wirkung kommt. Diese Auffassung deckt sich mit der auf S. 112 angegebenen Meinung von Ed. Coignet.

Zu ihrer mathematischen Begründung läßt sich der folgende Gedankengang[1]) heranziehen unter Hinweis auf die Abb. 11 und das dort bereits Gesagte.

A und B (Abb. 151) mögen zwei einander genau gleiche zylindrische Körper darstellen, zwischen welchen bloß der Unterschied bestehen möge, daß Körper A mit der ebenen Fläche ab und Körper B mit der Kegelfläche abc auf dem Boden aufruht. Die auf das Erdreich übertragene Last P sei in beiden Fällen dieselbe.

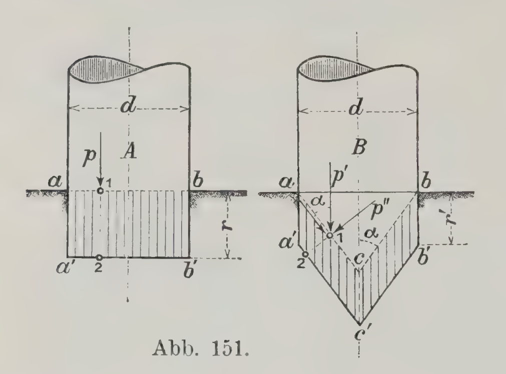


Abb. 151.

Infolge der Zusammendrückbarkeit des Erdreichs wird die Grundfläche ab von A in den Boden eindringen und in die Lage $a'-b$, gelangen, während die Grundfläche abc von B aus demselben Grunde in die Lage $a'-b'-c$, kommen wird.

Sieht man diese Vorgänge vorläufig als vollständig reibungslos an, und bedenkt, daß diese Körper nur befähigt sind, solche äußeren Druckkräfte aufzunehmen, welche senkrecht zur betreffenden Begrenzungsfläche des Stoffes gegen den drückenden Körper wirken, so wird bei A zur Verschiebung des Bodenteilchens 1 nach 2 die ganze auf dasselbe entfallende Druckkraft p wirksam werden, während bei B das Bodenteilchen 1 nur von der zur Tangentialebene in ac senkrecht stehenden Seitenkraft $p' \cdot \sin \alpha$ der auf dieses Bodenteilchen entfallenden gesamten Druckkraft p' bis in die Lage nach 2 verschoben werden kann.

Während P aber bei A auf dessen Grundfläche von der Größe $\frac{d^2 \pi}{4}$ wirkt und daher auf die Flächeneinheit den Druck $p = \frac{P}{\frac{d^2 \pi}{4}}$ ergibt, wirkt $P'' = P \sin \alpha$ bei B senkrecht zu der auf kegelförmige Grundfläche von der Größe $\frac{d^2 \pi}{4} \cdot \frac{1}{\sin \alpha}$, so daß sich der Druck auf die Flächeneinheit ergibt mit

$$p'' = \frac{P \sin \alpha}{\left(\frac{d^2 \pi}{4} \cdot \frac{1}{\sin \alpha}\right)} = \frac{P}{\frac{d^2 \pi}{4}} \cdot \sin^2 \alpha = p \cdot \sin^2 \alpha$$

Diese Kraft P bringt in dem Körper A eine Bodenverdrängung von ab nach $a_1 b_1$ hervor. Die Bewegung, die der Punkt 1 bis 2 macht, wäre r und entspräche

[1]) Siehe auch Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1909, S. 528.

einer Verdichtung von der Größe $b\tau$. Es ist sonach das verdrängte Volum $= \frac{\tau \pi d^2}{4}$ und das verdichtete Volum $= b\tau \frac{\pi d^2}{4}$. Beim Körper B wirkt Kraft p'' senkrecht auf die Kegelfläche. Die Verdrängung in dieser Richtung beträgt τ'' und τ' in der Bewegungsrichtung. Das Volum des verdrängten Körpers beträgt $= \tau' \frac{\pi d^2}{4 \sin \alpha}$ und ist nach dem bekannten hydrostatischen Gesetz $\tau = \frac{\tau'}{\sin \alpha}$ und $\tau' = \tau \sin \alpha$ bezw. $\tau'' = \tau \sin^2 \alpha$. Das verdrängte Volum ist $= \frac{d^2 \pi}{4} \frac{1}{\sin \alpha} \cdot \tau \sin \alpha = \frac{\tau \pi d^2}{4}$, also genau so viel wie bei A.

Diese Beziehung läßt erkennen, daß auf ein Bodenteilchen unter dem Körper B eine kleinere Druckkraft $p'' = p \cdot \sin^2 \alpha$ entfallen muß als auf ein gleich großes Bodenteilchen unter dem Körper A.

Diese wirksame Seitenkraft wird daher um so kleiner, je kleiner der Scheitelwinkel α ist, und zwar nimmt sie mit dem Sinus dieses Winkels im quadratischen Verhältnis ab.

Nimmt man eine unmittelbare Proportionalität zwischen der wirksamen Druckseitenkraft und der von ihr hervorgebrachten, in ihrer Kraftrichtung liegenden Verschiebung des Bodenteilchens an, so kann man auch statt der unter dem Körper A wirksamen Druckkraft p einsetzen die unmittelbare Verschiebung τ eines Bodenteilchens.

Dementsprechend kann für die Verschiebung eines Bodenteilchens unter dem Körper B von 1 nach 2 als Verschiebungsgröße gesetzt werden $\tau \cdot \sin^2 \alpha$, woraus sich für die Eindringungstiefe des Körpers B die Größe

$$\tau' = P_v = \frac{P}{\sin \alpha} = \frac{\tau \sin^2 \alpha}{\sin \alpha} = \tau \cdot \sin \alpha$$

laut Betrachtung der Abb. 151 ergeben muß. Die Gleichung rechtfertigt daher die Behauptung, daß B eine größere Last aufzunehmen vermag als A, oder für dieselbe Last eine kleinere Eindringung ergibt.

Der Größenvergleich dieser beiden Lasten ergibt unter Berücksichtigung der bisher außer Betracht gebliebenen Reibung μ nur eine geringe weitere Vermehrung. Hiernach bestimmt sich das Verhältnis der Normaldrücke mit

$$\frac{p}{p''} = 1 + \mu \cdot \operatorname{cotg} \alpha,$$

ferner ist die infolge Reibung verringerte Größe

$$\tau' = \frac{\tau}{\sin \alpha \sqrt{1 + \mu \cdot \operatorname{cotg} \alpha}}$$

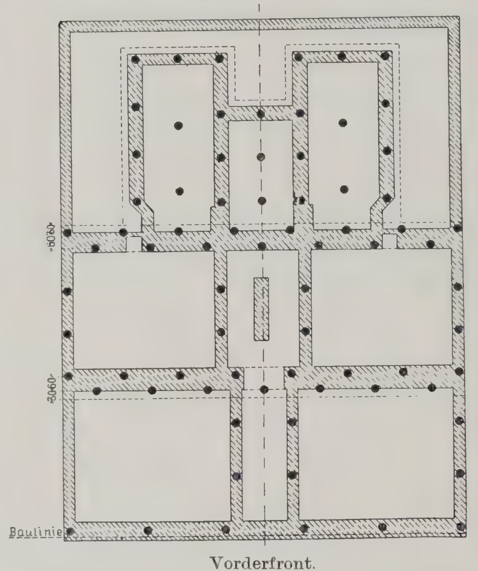
und die bei gleicher Bodenbeanspruchung zulässige Belastung P_v des Körpers B im Vergleich zur Last P des Körpers A entsprechend der bekannten Reibformel

$$P_v = P \cdot (1 + \mu \operatorname{cotg} \alpha).$$

Sie wächst also mit zunehmender Verjüngung in einem von der Geschwindigkeit der Kotangentenvergrößerung abhängigen Maße, wird also bei tütenartigen Pfählen sich am wirksamsten erweisen.

Wir haben bereits im vorangehenden ein Beispiel (Abb. 106) angegeben, wo Schwebepfähle bei Platten dazu dienen sollten, die Setzung längs der Giebelmauer des Nachbargebäudes herabzumindern. Weiter ist ihr Gebrauch dort geboten, wo eine Ver-

teilung des Widerstandes im Boden erzielt werden soll, die den konzentrierten Lasten des Überbaues besser entspricht als die gleichmäßige Verteilung bei einer steifen Platte. Die Annahme, daß sich die gesamte Last des Überbaues auf die Fläche der Grundplatte gleichmäßig überträgt, ist in vieler Hinsicht unwahrscheinlich und oft undurchführbar, ebenso wie die Voraussetzung, daß der Schwerpunkt der Gebäudelast mit dem Schwerpunkt des Bodenwiderstandes zusammenfällt. Bei den kleinen Bewegungen des Bodens ist es schwer, an einen so feinen statischen Zusammenhang weit auseinanderliegender Teile des Überbaues zu glauben. Ungleichmäßigkeiten machen sich gewöhnlich schon während der Bauherstellung bemerkbar, wo, wie in Abb. 152 dargestellt, die im Pfeiler aufgelöste Gassenhauptmauer viel kleinere Belastungen ergibt als die massiven Treppenhausmauern. In solchen Fällen wird die Betonplatte wie ein Floß unter der letzteren Belastung tiefer eintauchen als straßenseitig. Baudirektor Stern berichtet hierüber bei den im Jahre 1902 in der Schönburggasse 38 bis 42 in Wien gebauten Häusern, die auf einem 12 m hohen Schutt stehen und eine 1,5 m hohe Betonplatte als Unterlage haben (siehe die schiefen Häuser Wiens, Abb. 10 u. 17). Um dem abzuhelfen, hat er bei den Nachbarhäusern Schönburggasse 44 (Abb. 153) schwebende Pfählung in der dort dargestellten Weise angewendet. Diese Anordnung hat sich auch vollkommen bewährt und die Betonplatte horizontal erhalten.



Vorderfront.

Abb. 152. Verteilung der Mauerlasten in einem Wohnhaus.

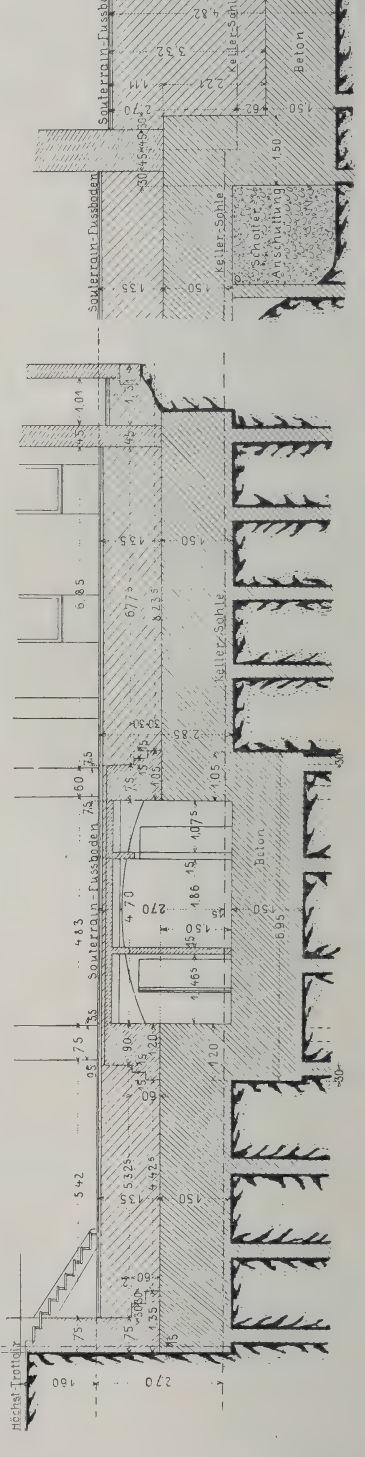


Abb. 153. Schwebende Pfählung als Unterstützung einer Betonplatte.

Was auf dem festen Kontinent als außerordentliche Maßregel besonders auffällt und dem entsprechend hervorgehoben ist, gilt in den Gegenden an den Küsten, in welchen ein derartiger wenig widerstandsfähiger Boden keine Ausnahme, sondern allgemein ist, längst schon als selbstverständliche Regel. So wird

z. B. aus Bremerhaven und Geestemünde berichtet, daß die Verwendung sogenannter Schwimmpfähle (5 bis 6 m lang) zur Ausbalancierung vorgeschrieben ist, wo eine einseitige oder ungleichmäßige Setzung zu befürchten steht. Es wird hierbei für die Platte eine Bodenbeanspruchung von 0,5, höchstens 0,8 kg/cm² als zulässig erklärt und der gesamte Rest der Baulast auf diese Schwimmpfähle übertragen unter Berücksichtigung des notwendigen Gleichgewichts mit Bezug auf den Schwerpunkt des Gebäudes und jener Punkte, wie Einzellasten und Nachbarsgrenzen, die einer besonderen Berücksichtigung bedürfen.

Wie schon früher erwähnt, wird die Bewehrung die Übertragung der Last zwar sicherstellen, jedoch nicht hindern können, daß sich die Platte, den statischen Lastverhältnissen entsprechend, durchbiegt und eine diesen Durchbiegungsverhältnissen entsprechende Lage und proportionale Lastverteilung eintritt. Es ist nun Aufgabe der Schwebegründung, jene Stellen des Rostes oder der Platte, die eine größere Belastung und dementsprechende Durchbiegung voraussehen lassen, mit einer entsprechend größeren Widerstandsfähigkeit zu versehen und so in dieser Hinsicht ausgleichend zu wirken. Die Unsicherheit, wenn nicht Unmöglichkeit, in dieser Hinsicht der Wirklichkeit entsprechende, vollkommen genaue Annahmen zu machen, hat zur Folge, daß man bei der Berechnung solcher Anlagen oft den Weg einschlägt, daß man die Rechnung nur nach einer Hinsicht durchführt, d. i. entweder mit Bezug auf die Platte oder den Pfahlrost, und den zweiten Teil der Gründung als eine Art Rückhalt ansieht, der nur dann in Wirksamkeit tritt, wenn bei dem ersten Teil Überanspruchungen auftreten sollten (Abb. 153 u. a.). Rationeller ist der Vorgang, wenn man die Aufteilung von vornherein vornimmt. Nehmen wir an, die Gebäudelast beträgt, auf die gesamte Fläche verteilt, p kg/cm². Diese Ziffer erschiene z. B. an und für sich zu hoch und ihre gleichmäßige Verteilung nicht sichergestellt. Wir wollen sie daher auf den r^{ten} Teil herabsetzen. Denken wir uns nunmehr die ganze Last in Streifen F zerteilt, deren jeder das Gewicht G zu tragen hat, so ergibt sich die Zahl m der innerhalb des Streifens anzubringenden Pfähle von der Widerstandskraft W und der Sicherheit n aus der Gleichung $G = m\frac{W}{n} + \frac{Fp}{r}$. Man ersieht aus derselben, daß der Annahme über die Verteilung der Last zwischen beide Mittel die weitesten Grenzen gesteckt sind, deren Festlegung ohne besondere praktische örtliche Erfahrung recht zweifelhaft ist. Stern gibt diesbezüglich das folgende Beispiel: Der Bodendruck in den ersterwähnten Häusern hat 1,5 kg/cm² betragen, wobei die gesamte verbaute Fläche zur Herstellung der Fundamentplatte Verwendung gefunden hat. Wie erwähnt, war diese Zahl, streng genommen, nicht zu hoch, sondern nur nicht der einseitigen Belastung gewachsen. Man hat nun versucht, die Bodenbelastung auf das Drittel herabzusetzen, d. i. $\frac{p}{r} = 0{,}5$ kg/cm². Die Last, die auf ein Feld entfiel, betrug $G = 35\,000$ kg. Es war $F = 2{,}7$ m² und demnach $\frac{W}{n} = 35\,000 - \frac{27000 \cdot 1{,}5}{3} = 21\,500$ kg. Diese Last sollte von einem Pfahle aufgenommen werden, und es handelte sich nur darum, daß dieser Pfahl so weit eingerammt wurde, daß er eine der geforderten Sicherheit entsprechende Widerstandskraft $W = n \cdot 21\,500$ kg besitzt. Die Widerstandsfähigkeit wurde erzielt durch Einrammen von Blechrohrpfählen auf 3 m Tiefe (Pfahlgewicht $G = 100$ kg) mittels eines Häuers $R = 300$ kg von einer Fallhöhe $h = 1{,}5$ m, entsprechend einer Eindringung von 0,83 cm für einen Schlag in der letzten Hitze.

Auf Grund der Formel Nr. 5 von Brix (siehe unter Tiefgründungen), die wir in der Folge näher erörtern werden, ergibt sich die Tragfähigkeit dieser bescheidenen kleinen Pfähle von

30 cm oberen Durchmesser mit 38,3 t, das ist also eine fast zweifache Sicherheit gegen die beabsichtigte Inanspruchnahme von 21,5 t, welch letztere den an Stelle des Vorschlagholzpfahls eingerammten Beton in seinem vollen zulässigen Ausmaße von 30 kg/cm² an der oben verbreiterten Druckfläche (706 cm²) beansprucht. Diese Stelle hat damit eine 60 fach größere Last zugewiesen erhalten wie die Platte, entsprechend einer Vermehrung der Fläche von 706 cm² auf 42 360 cm² durch den darunter stehenden Pfahl, was etwa so viel wie die Oberfläche desselben ist, um welchen die Druckfläche der Platte vergrößert erscheint. Diese Last wird dann auf die umgebende Bodenfläche mit zunehmender Tiefe abgegeben. Einen zweiten Fall mit veränderter Verteilung der Pfahlgründung ohne Platte zeigt der Grundriß der Bodenkreditanstalt (Abb. 154).

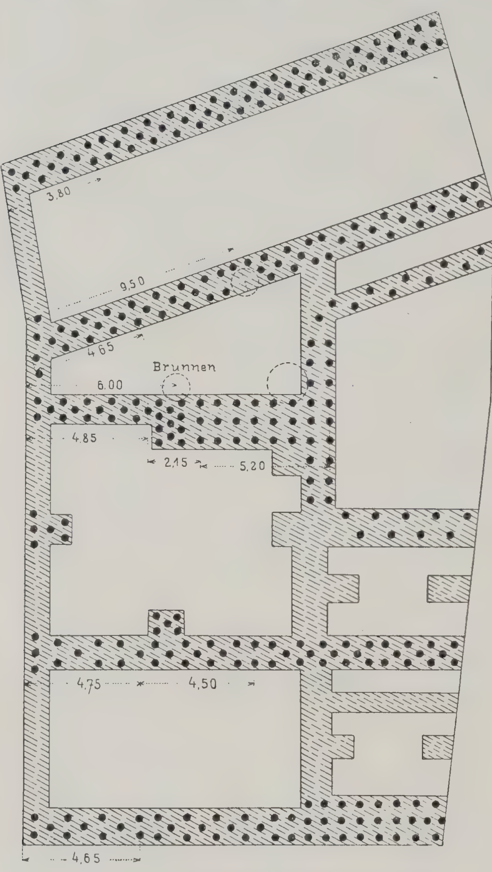


Abb. 154. Bodenkreditanstalt Wien.

Es kommt bei diesen Ausführungen der Vorteil gegenüber Tiefgründungen in Betracht, daß diese Anordnungen das Bauwerk vor folgenschweren ungleichmäßigen Setzungen bewahren können, ohne daß es nötig wäre, zu jenen kostspieligen Lösungen zu greifen, die Bodensetzungen ganz verhindern sollen, Anordnungen, die in den meisten Fällen gar nicht nötig sind, weil der Druck der Auflast sich in jene Tiefe fortzupflanzen gar nicht imstande ist. Eine derartige Anordnung kann bei einer vorhandenen oder später entstandenen Un-

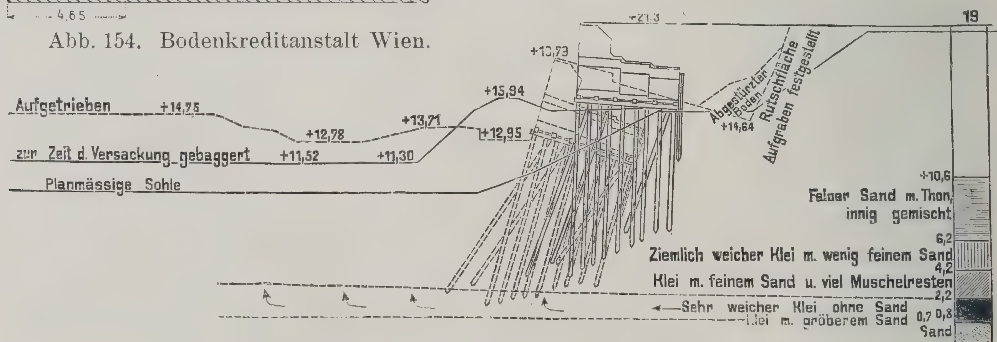


Abb. 155a. Ufermauer in Brunsbüttel.

gleichmäßigkeit des unterliegenden Erdreichs ausgleichend wirken und verdient überall dort Beachtung, wo die Möglichkeit solcher Erscheinungen vorliegt.

Die Beachtung, die man solchen Vorgängen geschenkt hat, ist so gering, daß nur einige Beispiele von Fehlausführungen angeführt werden können, da der Nachweis der Ursache gewöhnlich fehlt. — Um jedoch auch hier der früher gewählten Darstellungsweise treu zu bleiben, so seien drei Beispiele angeführt.

Einen Fehlschlag, wo eine Pfahlgründung nicht tief genug herabgeführt worden ist, zeigt uns die Abb. 155a, welche den Querschnitt einer Kaimauer im Kaiser-Wilhelm-Kanal des Binnenhafens in Brunsbüttel[1]) darstellt. Es braucht wohl nicht erst bemerkt zu werden, daß man auch hier nur unbewußt und nicht beabsichtigt eine schwebende Pfahlgründung aufgeführt hatte und daß man nach der Eindringung zu schließen glaubte, die Pfähle stecken in festem und widerstandsfähigem Boden. Dies war jedoch nicht der Fall, die Pfahlspitzen saßen oberhalb einer sehr weichen Kleischicht, in die sie sich durch die Belastung später hinabsenkten, wie dies die Abb. 155b anzeigt. Eine Mauerstrecke von ungefähr 170 m Länge wurde in einem Zeitraum von weniger wie 1 Minute 3 m abwärts und 2,8 m vorwärts verschoben.

Da fast sämtliche Pfahlroste bei dieser Bewegung nicht zerstört wurden, so waren auch die Zerstörungen des Mauerwerks nicht erhebliche, und zeigen beide Abbildungen eine solche Übergangsstelle am nördlichen Ende der stehengebliebenen und unberührten, aber gesenkten Mauer.

Das Beispiel zeigt uns das, was wir bereits schon gelegentlich der Flachgründung (siehe S. 8) hervorgehoben haben, daß die Sicherheit einer Gründung von

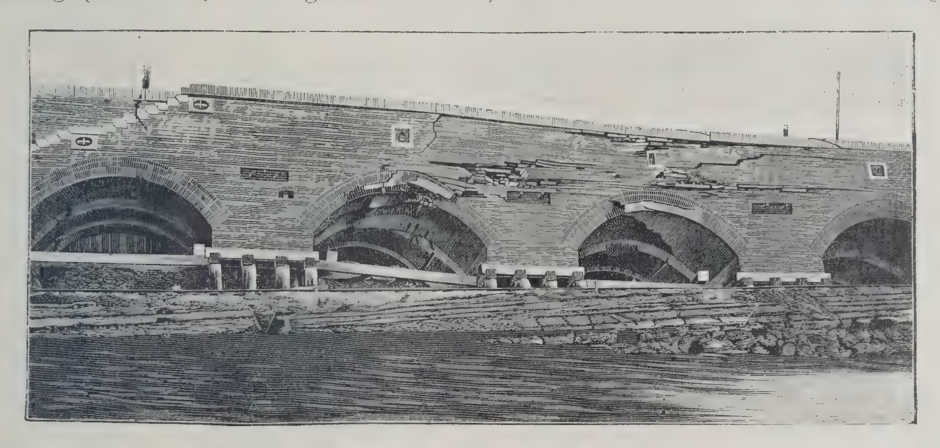


Abb. 155b. Bruchfläche zwischen der stehengebliebenen und der verschobenen Ufermauer.

der Unbeweglichkeit der darunter befindlichen Schichten abhängt. Befinden sich unterhalb eines Bauwerks solche wasserhaltigen beweglichen Schichten, so muß die Gründung tief genug sein, um von der Schicht unabhängig zu bleiben, oder aber nicht so tief hinabgeführt werden, daß sie das Gleichgewicht zu stören imstande ist.

Es zeigt uns, daß es nötig ist, bevor wir also an die Ausführung einer schwebenden Pfahlgründung herantreten, sich durch eine Probebohrung von dem geologischen Charakter der darunterliegenden Schichten Kenntnis zu verschaffen oder durch eine Proberammung eines Pfahles in der in Aussicht genommenen Tiefe und zur Zeit der größten Flüssigkeit des Bodens von jener Grenzlast zu überzeugen, die derselbe zu tragen imstande ist, und jenen Zusatzlasten, die weitere Senkungen hervorrufen. Wenn wir dann die eigentliche Belastung mit einer entsprechenden Sicherheit gegen diese Grenze annehmen, so können wir uns auf die Mitwirkung des Bodens vollständig verlassen.

Ein weiteres Beispiel dieser Art sind die beim Strafgerichtshof in New-York[2]) zutage getretenen Erscheinungen. Es ist dies ein dauerhaftes Mauerwerksgebäude von 60 m im Geviert und 40 m Höhe.

[1]) Fülscher, Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Berlin 1898/99. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn.

[2]) Siehe Eng. Record 1909, 13. November. Nr. 20, S. 36.

Dasselbe ist 1890, also noch vor der eigentlichen Periode der Eisengerippebauten gebaut worden. Die Mauern sind sehr schwer: im letzten Stock 60 cm stark, verbreitern sie sich unten bis 2,40 m. Sie ruhen auf Granitsteinen mit Betonunterlagen von 60 cm Stärke auf, in welchen sich Holzpiloten in Abständen von 50 bis 75 cm so verteilt befinden, daß auf jede derselben eine Last von 15 t entfällt. Bald traten im Gebäude Sprünge auf, die sich gelegentlich des Baues der Untergrundbahn so weit vermehrten, daß dieselben stellenweise bis 5 cm klafften. Der Grund dieser Erscheinungen ist im vorliegenden Falle der Umstand, daß das Gebäude auf zwei verschiedenen Bodenarten aufruht, einem östlichen Teil, der auf der Ausfüllung eines früheren Teiches steht, und einem westlichen Teil von weit besserer Tragfähigkeit. Besserer Boden findet sich in Tiefen von 20 bezw. 10 m, Felsen entsprechend tiefer. Auf diese Weise hat man es zuwege gebracht, das ganze Gebäude in zwei Teile zu spalten, doch ist jeder der beiden Teile durch Schließen so weit gesichert, daß keiner derselben als bedroht angesehen werden kann, so daß man glaubt, das Gebäude auf Grund verhältnismäßig kleiner Unterstützungen und Reparaturen neuerdings dem Verkehr übergeben zu können. Dieses Beispiel soll zeigen, daß auch eine schwebende Fundierung uns nicht von jener Rücksichtnahme enthebt, die durch die Ungleichmäßigkeit des Terrains gegeben erscheint, umsomehr als im vorliegenden Falle nicht die Vorsicht gebraucht wurde, dem schwächeren Terrain die entsprechend stärkere Fundierung zu überweisen und auf diese Weise die Verhältnisse tunlichst auszugleichen. Über die Art und Durchführung der Reparatur der Gründung hat man sich noch nicht geeinigt, doch ist diese unvermeidlich, wenn man eine Wiederholung einer Panik vermeiden und die heute schon schief stehenden Außenmauern nicht ernstlich gefährden will.

Ein drittes Beispiel endlich betrifft den einzigen Fehlschlag einer Konusgründung, den die Literatur uns mitteilt. Ingenieur Cob berichtet hierüber am 1. September 1909 in der Am. Soc. C.-E. Für den Bau wären 12 m lange Pfähle nötig gewesen um festen Boden zu erreichen. Das Material war unten von flüssiger Natur und bestand oben aus etwa 3 m Aufschüttung. Man benutzte Konuspfähle von nur 7,5 m Länge. Dieses Fundament senkte sich anfangs wenig, aber jedes Jahr immer nach, so daß man schließlich eine Setzung von 72 mm feststellen konnte. Weitere Gründe und die näheren Umstände dieser Erscheinung finden sich nicht angegeben vor, so daß man keine Schlußfolgerungen ziehen kann.

Um die große Bedeutung einer richtig durchgeführten Schwebegründung ins rechte Licht zu rücken, genügt der später ausführlich gegebene Nachweis, daß manche an diesen Schwebepfählen beobachteten Setzungen (siehe Versuch mit einer Compressol-Pylone, Beton u. Eisen 1908, S. 53, sowie im Sternschen Buche, S. 90) unter einer gewissen Last nicht viel größer sind als diejenigen, die derselbe Pfahl unter derselben Last aufweist, wenn man ihn an seiner Grundfläche fest unterstützt. Es ist dies ein Beweis, daß eine rasche Lastabgabe auf die umgebenden Bodenschichten stattfindet und die volle Last selbst, eine Unterstützung des jetzt schwebenden Pfahles an seiner Grundfläche vorausgesetzt, diese Basis nie erreichen kann, daß also diese Voraussetzung auch dort, wo man eine tatsächliche Tiefgründung beabsichtigt und durchgeführt hat, oft unzutreffend wird. Man treibt da für eine ganz eingebildete Sicherheit einen höchst kostspieligen und, wie erwiesen, ganz nutzlosen Aufwand, dessen wichtigstes Motiv die Unkenntnis ist, in der wir heute noch in dieser Hinsicht leben und die solche Auslagen zeitigt, bloß, um uns einen ruhigen Schlaf sicherzustellen. Wie ein roter Faden zieht sich durch das ganze Kapitel Grundbau das Klagelied über die Unzulänglichkeit unserer bisherigen Forschungen und wie wir da mit „Bedenken“ zu rechnen haben,

die gerade dort oft ins Treffen geführt werden, wo sie keine Berechtigung haben. Noch niemand, der sich z. B. in Sand hat eingraben lassen, wird über die Zuverlässigkeit Zweifel gehegt haben, mit der das Erdreich jede weitere Bewegung hindert. Diese weitgehenden Bedenken scheinen nur dort begründet, wo eine Unterspülung oder doch wenigstens eine Durchweichung des Bodens in Frage steht. Es muß also auch für den Pfahl eine Grenze geben, bei der selbst die geringste, hier in Betracht kommende Bewegung ausgeschlossen erscheint. Über diese Grenze — die sich natürlich selbst in einer und derselben Bodenart mit dem Wassergehalt und der Tiefe wesentlich ändern wird — sowie über die Sicherheit gegen dieselbe bewegen wir uns ganz im dunkeln. Engeßer sagt diesbezüglich:[1]) „Bei gewissen Gründungsarten (Versenken von Brunnen usw.) treten infolge der Herstellungsweise Reibungskräfte an den Seiten des Bauwerks auf, durch welche die Grundfläche mehr oder minder entlastet und deren nominelle Tragfähigkeit erhöht wird. Eine theoretische Behandlung dieser Verhältnisse ist z. Zt. nicht durchführbar.“

Es ist durchaus wahrscheinlich, daß diese Wirkung auch dort vorhanden ist, wo, wie bei den Systemen Compressol, Stern, Simplex, Raymond u. a., die Verdichtung eine vorübergehende ist und der eigentliche Betontragkörper erst nachträglich eingestampft wurde, ja, es ist nicht unwahrscheinlich, daß selbst bei der ausgesprochensten Tiefgründung dieser Art, dem System Strauß, wo keine seitliche Verdichtung vorangeht und nur das Einstampfen des Betons wirken muß, eine Mitwirkung des umgebenden Erdreichs eintritt, sofern ein zusammendrückbarer Boden vorhanden ist und die Arbeit entsprechend sorgfältig ausgeführt wird. Über das Wieviel fehlen leider überall verläßliche Daten. Tatsächlich besitzt die Schwebegründung eine viel größere Ausdehnung, als gemeinhin angenommen wird, so in allen jenen Bauten, wo man ohne Bodenuntersuchung sich begnügt, festzulegen, wie viel der Pfahl ziehen muß, bis er die gewünschte Widerstandskraft besitzt. Diese Pfähle sind nicht nur fast immer schwebend, sondern haben, wenn sie wirklich Felsen erreichen, oft nur den zweifelhaften Vorteil, daß dann die Spitze zerspalten ist, sie also dann erst recht nur auf die Schwebewirkung angewiesen ist. Es beweist nur die Macht des Vorurteils, wenn man hört, wie unerbittlich man in jenen Fällen, in denen Bodenuntersuchungen vorlagen, z. B. bei der später beschriebenen Pfahlgründung in Metz, die Eintreibung bis zum Felsuntergrund gefordert hat, trotzdem das Ziehen lange vorher so gering war, daß man zur Spülung greifen mußte, um eine weitere Senkung zu erzielen. Bei einer wissenschaftlichen Vertiefung auf diesem Gebiete sollte es möglich sein, das für die gewünschte Last nötige Ziehen der Pfähle festzustellen und sich je nach Bodenart so zu bemessen, als die Zuverlässigkeit es erfordert.

Die Mitwirkung des Bodens.

Das Verdrängungsmaß einer Bodengattung. Wir haben bereits auf S. 17 darauf hingewiesen, wie nötig es wäre, die Eigenschaften der Bodenarten, soweit sie im Grundbau in Betracht kommen, begrifflich festzulegen. Den ersten Versuch in dieser Hinsicht hat Ingenieur R. Mayer, Wien, im Jahre 1896 gemacht und hat seine Methode auch seinerzeit bei den Bauten der Stadtbahn und der Wienflußregulierung in Gebrauch gestanden.[2]) Hier sei der Gedanke nur kurz skizziert. Wie aus der Abb. 156 ersichtlich, besteht sein Apparat aus einem Federdynamometer, mittels dessen man einen Druck von 30 kg ausüben kann. Wenn man hierzu z. B. einen Stempel von 5 cm Querschnitt nimmt, so ist es möglich, die Einsenkungen bis zu

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.
[2]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1900, S. 673.

6 kg/cm² abzulesen. Der Preis dieses Apparates wird mit 100 Mark angegeben. Über eine Auswertung der damit gemachten Versuche ist bisher nichts bekannt geworden.

Dieselbe Frage ist von Herrn Ingenieur Stern, Wien, aufgegriffen worden.[1]) Derselbe hat sich jedoch nicht mit der Ermittlung einer bestimmten Last entsprechender Eindringung befaßt, sondern hat das einer bestimmten Eindringung entsprechende Verdichtungsgebiet festzustellen versucht. Um auf diese Weise die Beziehung zwischen der Einsenkung und dem Verdichtungsgebiet zu erhalten, werden von ihm zwei Koeffizienten aufgesucht. Ein lineares Verhältnis $b = \frac{\nu}{n}$, das er das Verdrängungsmaß nennt und bezogen auf die Fläche $\nu = b\,n$ uns das Verhältnis des Kubikinhalts der Eindringung zum Kubikinhalt der Verdichtung gibt. und schließlich die kubische Verdrängungsfestigkeit

$$\beta = \frac{p}{b\,n} = \frac{\text{Verdrängungswiderstand in kg}}{\text{Inhalt des Verdichtungsgebiets in cm}^3}.$$

Es ist sonach der Druck für die Flächeneinheit $p = \beta\,b\,n$.

Zur Bestimmung des Verdrängungsmaßes bedient sich Stern einer Maschine, die wie folgt konstruiert ist. Dieselbe besteht aus einer gußeisernen Platte, Abb. 157, von 1000 cm² Grundfläche. Dieselbe wird an eine Seitenwand mindestens 1 m unter der Oberfläche angesetzt, gegen die gegenüberliegende Grubenwand abgestützt, und sei es durch Schraubenwinden oder durch eine

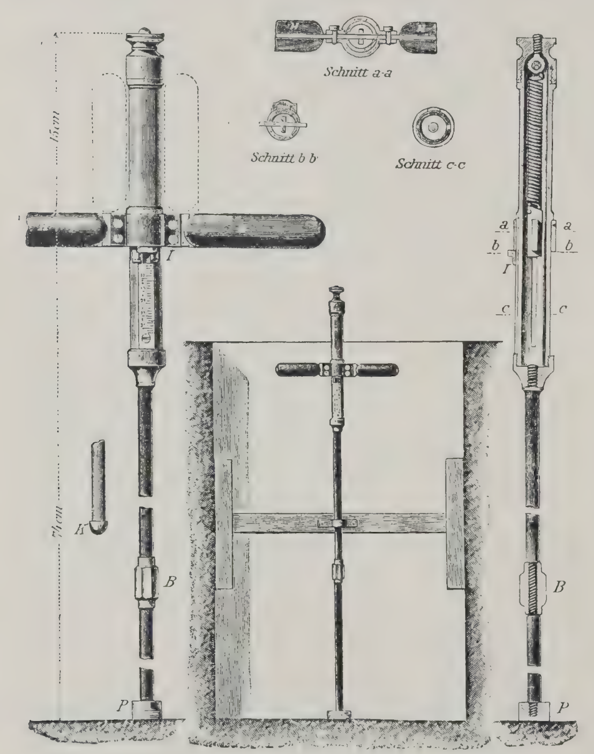


Abb. 156. Fundamentprüfer von R. Mayer.

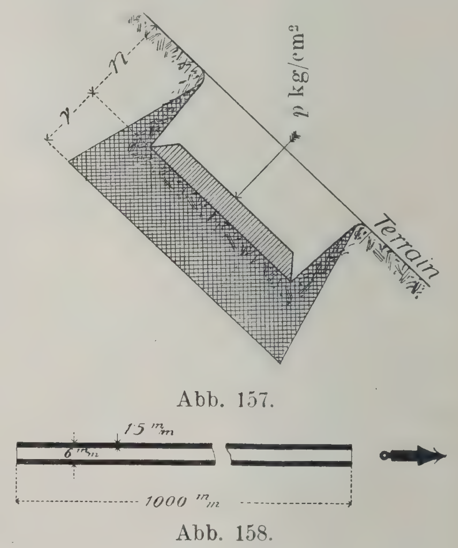


Abb. 157.

Abb. 158.
Apparat von Stern.

hydraulische Presse, eingepreßt, unter Ablesung des aufgewendeten Druckes und der damit erzielten Einpressung, die wir in der obigen Formel mit n bezeichnet haben. Um die Größe ν zu bestimmen, die uns die Wirkung dieser Einpressung angibt, bedient sich Stern kleiner Kanäle, die er, sei es durch vorheriges Einbohren eines geraden Drahtes oder bei weniger plastischem Terrain mit Hilfe kleiner Messing-

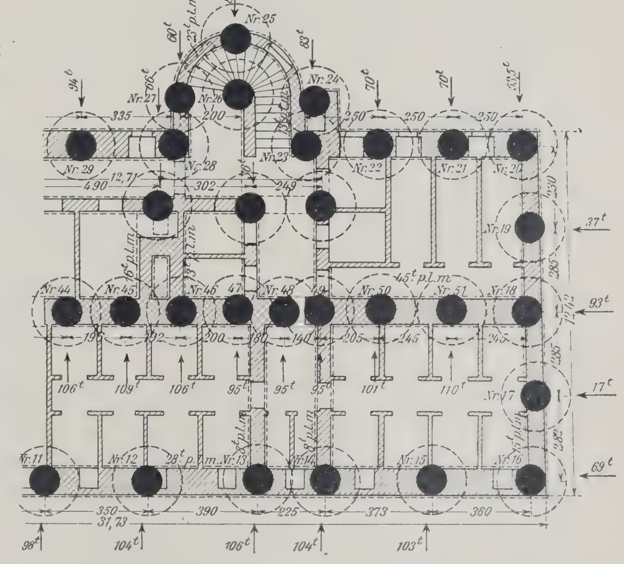
[1]) Siehe Stern „Das Problem der Pfahlbelastung", S. 27. Berlin 1908. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn.

röhren (Abb. 158) hergestellt hat und deren spätere Bloßlegung die Tiefe der Eindrückung ergibt. Dieselbe wird so weit als wirksam angesehen, als sie imstande ist, den Kanal zu zerstören. Bei einem von Stern ausgeführten Beispiel war der Erfolg der in der Abb. 159 dargestellte. Die Eindrückung betrug $n = 190$ mm. Die Größe ν ergibt sich als Mittelwert der drei Beobachtungen, die bei dem lehmig-sandigen Boden 180, 190 und 210, also im Mittel 193 betragen haben. Die folgende Tabelle gibt uns diese und andere Versuche, wie sie an der Baustelle des Österreichischen Museums in Wien gemacht worden sind.

Versuchsreihe Nr.	Profilflächenmitte unter Terrain in m	Bodenbeschaffenheit	Eindringungstiefe n in mm bei Bodenpressung in kg/cm²					Wirkungstiefe ν in mm am Merkfaden			Mittleres ν in mm	Verdrängungsmaß $b = \frac{\nu}{n}$	Verdrängungsfestigkeit β
			3,0	3,9	5,5	6,7	8,7	a	b	c			
1	8,00	Sandiger **Lehm** . .	40	—	—	110	**190**	180	190	210	**193**	1,02	0,45
2	3,50	Lehmiger **Schotter**	75	—	**250**	—	—	350	365	320	**345**	1,38	0,16
3	3,50	Lehmiger **Schotter**	75	**100**	—	—	—	135	120	140	**132**	1,32	0,30

Es ist gewiß auffällig, daß bei den in der Tabelle wiedergegebenen Versuchen Nr. 2 und 3, während die Last um 40 vH. zunimmt, ν sich um 170 vH. erhöht und β um 50 vH. abnimmt, wie das aus Zahl 2 und 3 der obigen Tabelle hervorgeht.

Wie Stern selbst hervorhebt, leidet diese Methode an Mängeln, über deren Tragweite wir noch kein Urteil haben. Wir können aber nur nach einer genaueren Kenntnis der Bodenbeschaffenheit erwarten, zu einem normalen Verfahren zu gelangen. Das nächste wäre, die Abhängigkeit der Zahl b von der zunehmenden Stärke des Druckes und die damit zusammenhängende Vergrößerung der Ziffern n und ν zu untersuchen, sowie zu wissen, welchen Schwankungen diese Ziffer innerhalb eines Bauplatzes und bei verschiedenen Tiefen ausgesetzt ist.



Schnitt durch die Vordermauer.

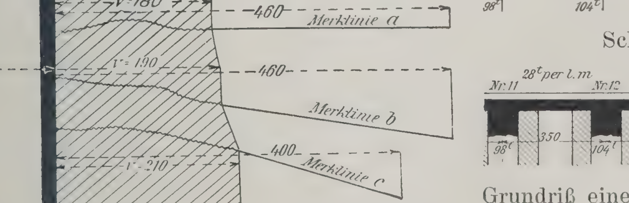
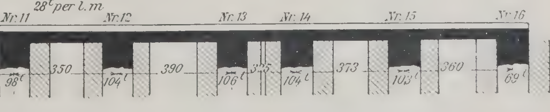


Abb. 159. Versuch Nr. 1 in obiger Tabelle.



Grundriß eines Wohnhauses mit Kompressolpylonen.

Abb. 160.

Das liegt gerade in dem Sinne, wie seinerzeit Mayer die Sache angepackt hatte, also inwieweit sich diese Zahl bei zunehmendem Druck mit den verschiedenen Dichten

und Feuchtigkeitsgraden ändert. Diese kleine Frage ist ein Problem für sich, die wert wäre, wenn ein Forscher sich derselben widmen würde. Wir stehen heute noch nicht an der Schwelle der Erkenntnis hierfür.

Dank den Arbeiten Sterns sind wir doch schon so weit, daß wir ein klares Bild über die Wirkung bekommen, die durch die Einrammung in einen Boden entsteht.

In der Abb. 160 findet sich der Grundriß eines Hauses dargestellt vor, dessen Probebelastung später noch besprochen werden wird. Es finden sich in demselben die dort projektierten Kompressolpylonen dargestellt vor und außerdem sind dort die der Zusammendrückung entsprechenden Verdichtungskreise eingezeichnet. Wir erhalten auf diese Weise ein anschauliches Bild, welchen Grad der Veränderung ein solcher Boden erfährt und somit auch eine Erklärung über die durch diese Methode erzielte hohe Tragfähigkeit. Es liegt auf der Hand, daß sich diese Wirkung über die dort eingezeichneten Kreise hinaus erstreckt. Es wird möglich sein, die Austeilung so zu treffen, daß bei Anwendung von Fundamentplatten diese Verspannung und damit im Zusammenhang die Widerstandsfähigkeit des Bodens tunlichst gleiche Werte aufweisen, während in dem vorliegenden Entwurf weniger auf diese als auf eine tunlichst gleichmäßige Verteilung auf die Pylonen Gewicht gelegt worden ist. In diesem Falle wurde der auf die Trägerplatte ausgeübte Bodendruck ganz vernachlässigt.

Die Abb. 160 gibt uns einen guten Einblick, wie die Lasten in solchem Hause verteilt sind und in welch hohem Maße die Fundamentträger mitwirken.

Die Entlastung der Fundamentkörper durch Erddruck. In dieser so wichtigen Frage müssen wir mit Genugtuung feststellen, daß zu

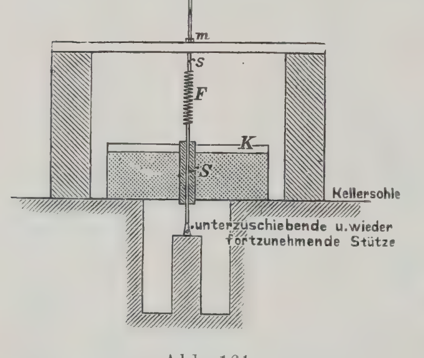


Abb. 161.

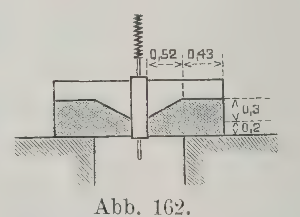
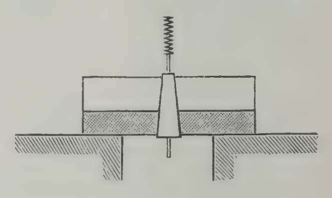


Abb. 162.


Abb. 163.

Versuche von Engels.

ihrer Aufklärung der erste Schritt bereits geschehen ist. Dieses getan zu haben, ist ein, wie ich glaube, noch nicht genug geschätztes Verdienst des Herrn Prof. Engels in Dresden. Mit Hilfe von Sandsteinprismen von etwa 20 cm im Geviert und von ähnlichen, jedoch glatteren Sandsteinzylindern, die, wie die Abb. 161 zeigt, in Bettungsmaterial versenkt und so aufgehängt wurden, daß man den Widerstand ermitteln konnte, der sich auch dann ergibt, wenn keine Verdrängung des Bodens durch Rammen und keine Unterstützung am Pfahlende vorliegt. Die einzige Lücke dieser Versuche, die man durch Annahmen nicht überbrücken kann, besteht darin, daß die Überschüttung nur 19 cm hochgeführt wurde. Es hält schwer, aus dieser geringen Überschüttungshöhe mit losem Feinkies Schlüsse auf größere Tiefen mit kohärentem Material zu machen. Indem wegen weiterer Einzelheiten auf den im Buchhandel erschienenen Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1896, verwiesen wird, seien hier nur die Hauptresultate angeführt.

Zunächst hat Prof. Engels festgestellt, daß der Erddruck der Überschüttung bei senkrechter Seitenfläche horizontal wirkt, also in der Anordnung Abb. 161 u. 162

keinerlei Bewegung hervorbringt, während die Bewegung in der Anordnung Abb. 163 deutlich nachweisbar ist. In besonderen Vorversuchen wurde zunächst an besonderen Platten von derselben Oberflächenbeschaffenheit der Reibungskoeffizient zwischen Stein- und Füllmaterial bei verschiedenen Belastungen ermittelt. Die Resultate erinnern in ihrer Form an die Bestimmungen der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen. Sie sind ein neuerlicher Beweis für die Anschauung, die ich durch meine Versuche im Jahre 1905 über „Die Abhängigkeit der Bruchlast vom Verbunde“ [1]) nachweisen wollte und die inzwischen durch die Arbeiten von De Puy,[2]) Bach[3]) und anderen die weitreichendste Bestätigung erfahren haben, dahingehend, daß dieser Spannung wie jeder anderen eine Verschiebung entsprechen muß, lange bevor die Festigkeit des Verbundes überwunden wurde. Wir werden an diesen Gedankengang später noch einmal anknüpfen. Hier sei zunächst durch die Darstellung Abb. 164a bis c nachgewiesen, daß es auch hier keine Reibung der Ruhe gibt und daß dieser Begriff ebenso wie die Annahme der Starrheit eines Systems zur Verdeutlichung und Vereinfachung eingeführt wurde, man aber zu beurteilen wissen muß, wo diese Annahme unrichtig ist. Die Versuche Engels zeigen, und zwar als Mittel von vier Versuchen, daß eine Sandsteinplatte von 4,95 kg Gewicht bei einem Seitenzug von 0,55 kg eine Bewegung von 0,001 mm macht (Abb. 164 b). Die auf diese Weise erzeugte Horizontalkomponente lenkt den Vertikaldruck um 6° 13′ 12″ ab, denn

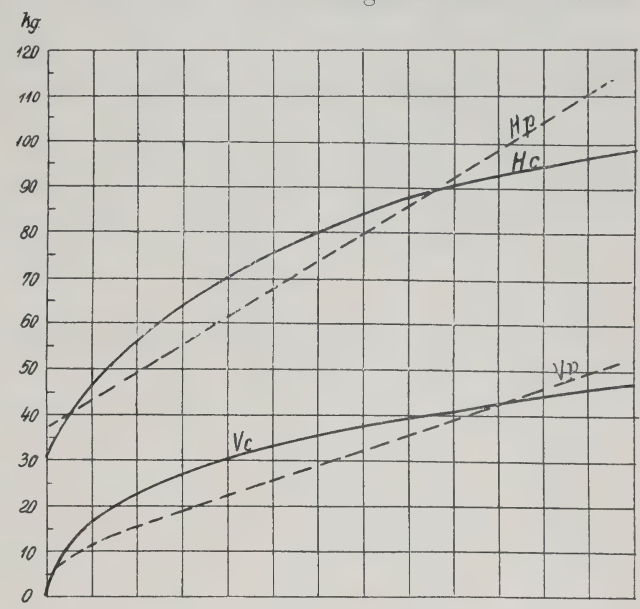


Abb. 165. Entlastung V eines Steinpfahles (Abb. 161) durch den Horizontaldruck H. — Tabelle II.

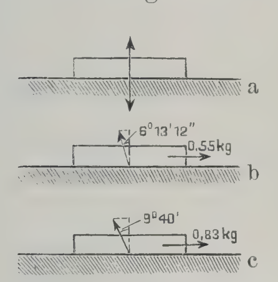


Abb. 164. Gleitversuche von Engels.

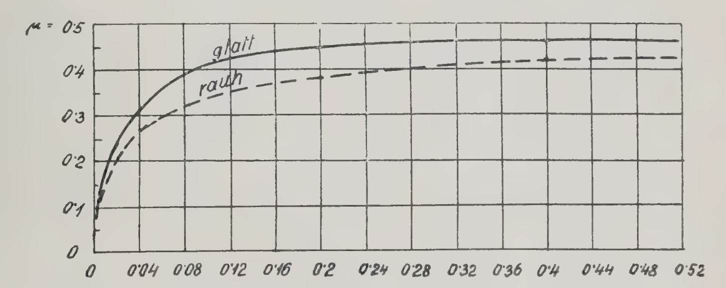


Abb. 166. Haftwiderstand einer Steinplatte (Abb. 164) gegen horizontale Verschiebung bis zum Gleiten. — Tabelle I.

$$\frac{0,55}{4,95} = \text{tg } 6^\circ\, 13'\, 12''.$$

[1]) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft V. Berlin 1906. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn.
[2]) Beton u. Eisen 1907, Heft IX. S. 230 und Heft X, S. 265.
[3]) Forscherarbeiten a. d. Ingenieurwesen 1907.

Erhöht man die Zugkraft auf 0,83 kg, so tritt eine Seitenbewegung von 0,004 mm Bewegung ein, entsprechend einer Tangente von 9° 40′ (Abb. 164c). Nach dieser Ablenkung des Druckes tritt neuerdings Ruhe ein. Dies läßt sich weiter verfolgen und ist in den beiden Kurven der Anhaftung für glatte und rauhe Steinoberfläche in der Abb. 166 dargestellt, welche sich allmählich nähernd der Grenzziffer der gleitenden Reibung anschließen. Diese Grenze tritt etwa bei einer Zugkraft von 3 kg ein, wie dies aus den Zahlen der Tabelle I ersichtlich ist. Diese Tabelle entspricht nur der Versuchsreihe mit glattem Stein auf Feinkies. Die dem Zug von 3 kg entsprechende Seitenbewegung überschreitet 15 mm und darüber hinaus ist kein Halten mehr. Der Reibungskoeffizient bezw. die Ablenkung der vertikalen Kraft beträgt in diesen Fällen

$$\frac{3,00}{4,95} = \text{tg } 31^\circ\, 10' = 0,604.$$

Es sei hier hervorgehoben, daß diese Grenzziffer uns einen Wert ergibt, der sich dem durch direkte Beobachtung ermittelten Böschungswinkel des Füllungsmaterials mit 35° 6′ 38″ nähert, ohne daß es möglich wäre, einen Zusammenhang herzustellen.

Tabelle I.

Weg s mm	Zugkraft in kg P_1	P_2	P_3	P_4	Reibungskoeffizienten $= \frac{P}{G}$ μ_1	μ_2	μ_3	μ_4	Mittel μ	μ nach der Kurve
0,001	0,63	0,49	0,46	0,60	0,127	0,098	0,093	0,121	0,109	0,109
0,005	0,88	0,83	0,80	0,81	0,177	0,167	0,162	0,164	0,170	0,170
0,01	1,12	1,00	1,10	1,09	0,227	0,202	0,222	0,221	0,218	0,218
0,02	1,49	1,25	1,47	1,40	0,300	0,252	0,297	0,283	0,283	0,283
0,03	1,78	1,39	1,66	1,76	0,360	0,281	0,335	0,356	0,333	0,323
0,05	2,00	1,58	1,90	1,63	0,404	0,319	0,384	0,330	0,359	0,365
0,08	2,25	1,77	2,04	1,82	0,454	0,358	0,412	0,368	0,398	—
0,12	2,35	1,83	2,17	1,90	0,474	0,370	0,438	0,384	0,417	—
0,25	2,44	2,01	2,30	2,05	0,492	0,406	0,465	0,414	0,444	-
0,50	2,59	2,19	2,46	2,15	0,522	0,443	0,496	0,435	0,474	0,477
0,75	2,69	2,32	2,48	2,40	0,544	0,469	0,501	0,485	0,500	0,498
1,00	2,75	2,40	2,48	2,40	0,556	0,485	0,501	0,485	0,507	
2,00	2,75	2,50	2,61	2,57	0,556	0,505	0,527	0,519	0,527	
3,00	2,75	2,50	2,75	2,60	0,556	0,505	0,556	0,525	0,536	
5,00	2,83	2,69	2,86	2,72	0,571	0,543	0,578	0,549	0,560	Abb.
10,00	3,02	2,89	2,96	2,84	0,610	0,584	0,600	0,574	0,592	166
11,00	–	—	const.	2,81	—	—	const.	0,568		
20,00	3,18	3,00		const.	0,642	0,606		const.		
	const.	const.			const.	const.				

Bemerkungen: Unbelastete Platte Gewicht = 4,95 kg. Glatte Fläche der Platte auf Feinkies aufliegend. — Kurve (Abb. 166) für „glatt“.

Diese einleitenden Versuche, die so recht beweisen, wie gering unsere Kenntnisse auf diesem Gebiete sind, waren alle nötig, um den bereits eingangs mit Abb. 161 erwähnten Hauptversuch durchzuführen.

In demselben wurden nun die Zugkräfte gemessen, die steigende Verschiebungen der Sandsteinprismen hervorzubringen imstande sind, um aus diesen Zugkräften mit Hilfe der einmal abgeleiteten Ablenkungswinkel (Reibungskoeffizienten) die Größe der horizontalen Kräfte zu ermitteln, die die Bewegung hindern. Diese Ziffer, als Mittel von zwei Versuchen, gibt die beistehende Tabelle II für Zylinder und für Prisma.

Zur Erläuterung der Tabelle II diene folgendes: s ist die durch das Fernrohr im Spiegel gemessene Senkung, s' die der entsprechenden Senkung der oberen Schraubenfeder, die Entlastung V berechnet sich demnach nach $V = (s' - s)\,0{,}143$. Dann folgen

Tabelle II.

Zylinder.

s mm	(Kurve V_c) $(s'-s)\cdot 0{,}143$ kg	μ	(Kurve H_c) $\frac{(s'-s)\cdot 0{,}143}{\mu}$ kg
0,005	5,667	0,170	33,33
0,010	7,861	0,218	36,06
0,015	9,783	0,255	38,37
0,020	11,485	0,283	40,58
0,025	12,964	0,305	42,51
0,030	14,17	0,323	43,88
0,035	15,33	0,338	45,35
0,040	16,37	0,348	47,03
0,045	17,19	0,358	48,04
0,050	18,03	0,366	49,26
0,055	18,78	0,375	50,08
0,060	19,43	0,381	50,98
0,07	20,92	0,390	53,64
0,08	22,20	0,398	55,77
0,09	23,33	0,405	57,62
0,10	24,76	0,410	60,39
0,11	26,11	0,414	63,06
0,12	27,16	0,417	65,13
0,13	28,06	0,420	66,81
0,14	29,03	0,421	68,95
0,15	29,83	0,423	70,51
0,17	30,91	0,428	72,22
0,20	32,88	0,435	75,59
0,23	35,12	0,441	79,65
0,25	36,19	0,444	81,52
0,30	38,69	0,449	86,16
0,35	40,93	0,453	90,35
0,40	42,42	0,460	92,21
0,45	44,72	0,468	95,57
0,50	46,45	0,477	97,39
0,60	49,71	0,488	101,86
0,70	52,74	0,495	106,54

Bemerkungen. Zylinder, Schütthöhe 49 cm, wagerecht abgeglichen.

Prisma.

s mm	(Kurve V_p) $(s'-s)\cdot 0{,}143$ kg	μ	(Kurve H_p) $\frac{(s'-s)\cdot 0{,}143}{\mu}$ kg
0,005	5,343	0,142	37,63
0,010	6,652	0,174	38,23
0,015	7,724	0,198	39,01
0,020	8,607	0,217	39,67
0,025	9,458	0,233	40,59
0,030	10,15	0,244	41,62
0,035	10,94	0,255	42,89
0,040	11,55	0,265	43,58
0,045	12,11	0,272	44,52
0,050	12,64	0,280	45,13
0,055	13,18	0,288	45,76
0,060	13,64	0,294	46,39
0,07	14,41	0,305	47,26
0,08	15,35	0,317	48,44
0,09	16,29	0,326	49,97
0,10	17,28	0,335	51,57
0,11	18,13	0,341	53,15
0,12	18,99	0,349	54,41
0,13	19,64	0,353	55,62
0,14	20,45	0,359	56,97
0,15	21,18	0,364	58,19
0,17	22,44	0,372	60,32
0,20	25,00	0,383	65,28
0,23	27,64	0,390	70,87
0,25	29,34	0,394	74,46
0,30	34,04	0,402	84,68
0,35	38,12	0,412	92,52
0,40	42,25	0,423	99,88
0,45	46,68	0,435	107,32
0,50	50,69	0,448	113,15

Bemerkungen. Prisma, Schütthöhe 50 cm, wagerecht abgeglichen.

die den betreffenden Wegstrecken entsprechenden Reibungskoeffizienten aus Tabelle I. Schließlich die letzte Spalte gibt die wagerechten Seitenkräfte H.

In Abb. 166 finden sich die Wegstrecken als Abszissen die Größen V und H als Ordinaten aufgetragen.

Dieser Verlauf erlaubt die aus derselben Abbildung ersichtliche Vermutung, daß bei Ruhe auf dem Zylinder 30 kg und auf dem Prisma 37 kg Druck horizontal vorhanden war, ehe eine meßbare Bewegung eingetreten ist, während die bekannte Rankine-Formel $E = \frac{b h^2}{2} \gamma \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 30{,}4$ bezw. 39,9 kg ergibt. Es zeigt sich also, daß die Annahme eines in der Richtung des Reibungswinkels losgelösten Erdprismas wenigstens für diesen Versuchsfall eine überraschende Übereinstimmung ergibt, die uns berechtigt, solange nicht aufklärende Versuche vorliegen, diese Formel zur Bestimmung des horizontalen Druckes der Ruhe zu benutzen, obwohl sie dazu gar nicht bestimmt und aufgestellt worden ist. Also auch hier dieses Zeugnis der wenig erfreulichen Unzulänglichkeit unserer Vorkenntnisse.

Während man aber annimmt, daß bei einem Reibungskoeffizienten von 0,604 dieser Erddruck ein Gewicht von $30{,}4 \times 0{,}604 = 18{,}4$ kg auszuhalten vermag, ohne daß eine Bewegung eintreten soll, wissen wir nunmehr, daß bei dieser Last (siehe Tabelle II) eine Bewegung von 0,05 mm eintritt und daß durch diese Bewegung eine Vertikalkomponente erzeugt wird, die diese Last aufhebt, entsprechend einem Reibungskoeffizienten von nur 0,375. Wir sehen weiter, daß es möglich ist, auf diese Weise durch Bewegungen bis 0,7 mm fast das ganze Gewicht der Zylinder in der Schüttung schwebend zu erhalten und so eine fast dreifache Horizontalkraft zu erzeugen.

Wenn wir uns jedoch damit begnügen, bei einem Pfahl von 20 × 20 bezw. 20 cm Durchmesser durch eine 50 cm-Schüttung eine vertikale Komponente von rund 50 kg erzeugt zu haben, so muß sich die Ziffer bei einem entsprechend langen Pfahl mindestens proportional steigern. Es sollte als Analogie wahrscheinlich sein, daß bei einem 10 m langen Pfahl die hundertfache Last, also 5 t, durch eine Senkung von 0,7 mm zu erzielen wäre, also durch eine Bewegung, die sich unserer Messung beim Bau vollständig entzieht. Wir wollen diesen Gedankengang nicht weiter verfolgen, da er uns auf zu viel Hypothesen aufgebaut zu sein scheint. Derselbe ist aus zwei Gründen hier dargelegt worden. Erstens um anzuregen, daß die Versuche von Engels mit Rücksicht auf die Bedürfnisse der Praxis abgeschlossen werden mögen, zweitens, um im Anschlusse hieran die Frage zu erörtern, wie wir bereits jetzt schon auf Grund unserer bisherigen Kenntnisse die Verläßlichkeit dieser Wirkung des Erdreichs sicherstellen können.

Die Versuche von Engels geschahen mit vollständig losem Material. Es sind nun zwei abweichende Erscheinungen denkbar. Einerseits ein zu flüssiges Material, welches ein späteres Nachsetzen des belasteten Pfahles zur Folge hat, anderseits wieder ein zu kohärentes Material, welches den erwarteten Erddruck nicht ausübt. Für die letztere Erscheinung spricht die von jedermann in solchem Material beobachtete Tatsache, daß das Loch, welches ein herausgezogener Pfahl hinterläßt, unberührt stehen bleibt.[1]) Dies zeigt, daß wir uns auf den bei losem Material nachgewiesenen Erddruck nicht immer verlassen können, ja daß derselbe unter Umständen auch später verloren gehen kann. Außer dem Erddruck kommt noch die Verdrängungswirkung, die Reibung

[1]) Siehe auch Eng. Record 1907, 16. Nov., S. 528, nach einem Vortrag von J. C. Meern in der A. S. C. E. „The Bracing of Trenches with practical formula for earth pressure“.

und die Anhaftung in Betracht. Die Wirkung aller dieser Kräfte ist noch durch ihre Lage zum Vertikalen beeinflußt, d. i. also abhängig von der Form des Pfahles.

Die bekannteste und wichtigste Sicherstellung bei dieser schwebenden Anordnung besteht in der Verdrängung des Erdreichs durch die Einrammung. Dieselbe ist auch in dem oben erwähnten Falle vorhanden, wo nach Entfernung des Pfahles der Hohlraum nicht einstürzt. Eine weitere Sicherstellung in dieser Hinsicht bietet uns die Pfahlform; dies ist bereits den älteren Ingenieuren bekannt gewesen, welche die konische Form jedes Baumes entsprechend auszunutzen wußten. Es ist jedoch dem Betonbau vorbehalten geblieben, durch seine freie Formgebung für diesen Zweck entsprechende Formen zu schaffen. Die bekanntesten Systeme dieser Art rühren von Raymond und Stern her und beruhen auf der Einrammung einer konischen Form und ihrer nachträglichen Ausfüllung mit Beton. Dieselben sind demnach durch ihre Form besonders geeignet, die Gegenwirkung des Bodens hervorzurufen und sicherzustellen.

Über die Form der schwebenden Pfähle.

Sofern es sich um Übertragung von Lasten auf tiefere Schichten handelt, kann über die richtige Form dann kein Zweifel bestehen, wenn man auf die Mitwirkung des dazwischenliegenden Bodens gänzlich verzichtet. Es handelt sich da um einen Bau von Pfeilern, die anstatt durch Aufmauerung, durch Einrammen bezw. durch Einbetonieren in eine Hohlform (Compressol, Simplex oder Strauß) hergestellt werden. Für diesen Fall ist ein gleichmäßig hinabgeführter Querschnitt die richtige Lösung und kann die seitliche Unterstützung nur bei der Frage Berücksichtigung finden, ob und inwieweit diese Stützen einer Knickung ausgesetzt sind bezw. eine Verbreiterung am Fuß überflüssig wird.

Sowie man aber zugestehen muß, daß ein Teil der Last längs der Mantelfläche der Pfähle an das umgebende Erdreich abgegeben werden kann oder soll, so ergibt sich eine konische Form der Pfähle von selbst und bedeutet eine andere Form nur dann keine offensichtliche Verschwendung, wenn dieselbe uns von der Natur vorgeschrieben, oder durch den Bauvorgang gegeben erscheint und nicht erst künstlich geschaffen und erzwungen wird.

In dem letzteren Falle sollte man bestrebt sein, die angemessene ökonomische Form wenigstens annähernd zu erreichen und nicht etwa zur Verschwendung bei der Herstellung und Einrammung noch das Bewußtsein der statisch unsicher wirksamen Form zu gesellen.

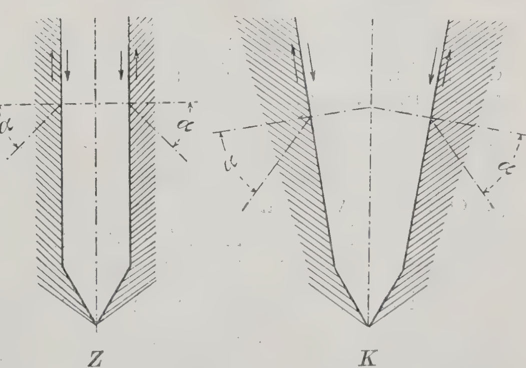


Abb. 167. Zylindrische und konische Pfähle.

Fassen wir eine zylindrische und eine ausgesprochen konische Pfahlform ins Auge und untersuchen wir die in der Abb. 167 dargestellten zwei Fälle in ihrem Verhalten beim Einrammen und bei der ruhenden Belastung. Wir wollen uns hierbei die Sache insofern erleichtern, indem wir die Frage des Erddrucks sowie sein Anwachsen mit der Tiefe ganz ausschalten und nur annehmen, daß ein gleichmäßiger Widerstand, herrührend von der Eindringung, vorhanden wäre. Trotz dieser vereinfachten Annahme ist es nicht möglich, eine ebenso gleichmäßige Ausnutzung dieses Druckes vorauszusetzen. Wie wir aus den Versuchen von Engels (Abb. 164 u. 166)

und aus allen ähnlichen Schaubildern, bei welchen nach Überwindung der Haftfestigkeit die Reibung zur Geltung kommt, wissen, steigt die Widerstandsfähigkeit zu einer durch die Reibung gegebenen Größe asymptotisch an, von wo an sie nur mehr örtlichen Schwankungen unterliegt, welche wohl recht bedeutend sein können, wenn man ihre verhältnismäßige Größe in Betracht zieht. Bis dieses Stadium den ganzen Pfahl erfaßt hat, dann erst besteht eine gleichmäßige Wirkung längs der ganzen Fläche.

Betrachten wir zunächst den vollkommen zylindrischen Pfahl (also eine Annahme, der selbst ein vollkommen gewalztes Rundeisen nicht entspricht, indem selbst die Bewegung desselben im Beton zu Zersprengungserscheinungen führt) und sehen wir zunächst von der Wirkung der Spitze ab. Wir wiederholen das in der Abb. 168 dargestellte Experiment einmal unter einer ruhenden Last und einmal unter einer Schlagwirkung. Denken wir uns beide so gesteigert, daß die Anfangswiderstände überwunden würden, so tritt ein Zustand gleichmäßiger Bewegung ein, abhängig von Fläche, Erddruck und dem Reibungskoeffizienten. Hinzu kommt dann noch der Widerstand der Spitze. Diese veränderliche Größe sowie die Schwankungen des Reibungskoeffizienten, abhängig von der Natur des Bodens und der Mächtigkeit der einzelnen Schichten, werden den Verlauf der Eindringung beeinflussen. Diese Bewegung wird bei beiden Belastungsarten sich gerade in dem Effekt wesentlich unterscheiden, der für uns das wichtigste Merkmal für die Zulässigkeit ist in der Länge der Abwärtsbewegung, der Setzung. Ist die Rammwirkung zu dieser Größe angewachsen, so entspricht der Vorgang der Darstellung wie sie in einem von Diplom - Ingenieur E. v. Willman jun. diese Frage[1]) behandelnden Aufsatz gegeben wird.

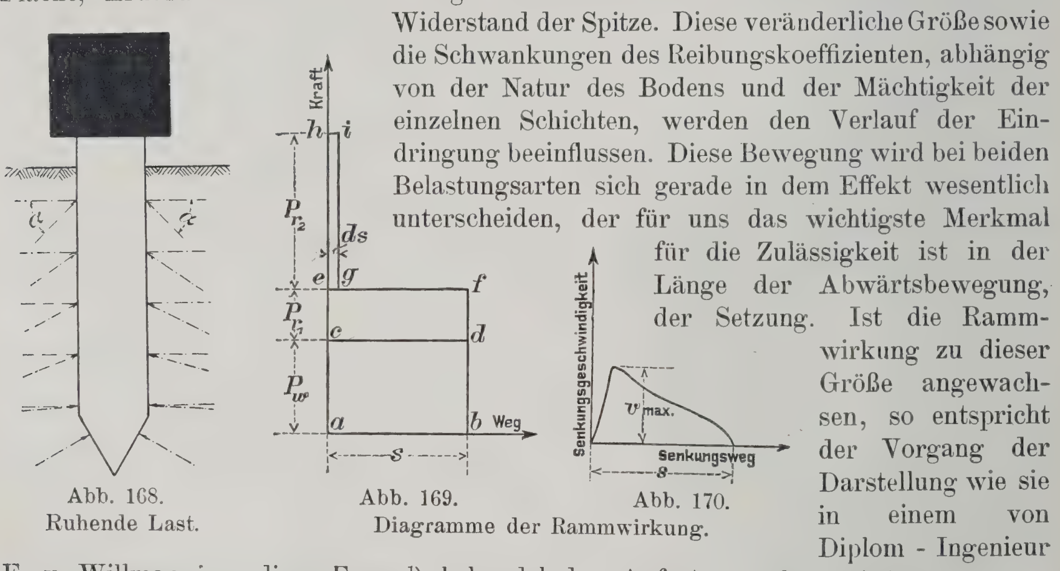


Abb. 168. Ruhende Last.

Abb. 169. Abb. 170. Diagramme der Rammwirkung.

Derselbe sagt: Angenommen, der Weg des Eindringens unter der Wirkung eines Schlages werde mit gleichförmiger Geschwindigkeit zurückgelegt und einerseits die Reibungswiderstände, anderseits der Widerstand der Pfahlspitze überwunden, so kann dieser Widerstand dem zurückgelegten Wege s proportional gelten und ist in der Abb. 169 durch die Fläche a, b, e, f dargestellt worden. Zur Einleitung dieser Bewegung ist eine Zusatzkraft erforderlich, die an und für sich zwar sehr groß, jedoch nur während eines kleinen Wegteils zu wirken hat. Sie findet sich dementsprechend in der Abb. 169 durch die Fläche e, g, h, i. Auf diese Weise gelangt Willman zu dem in Abb. 170 dargestellten Diagramm.

Diese Darstellung bildet in vieler Hinsicht eine Brücke zur Frage über die Wirkung der ruhenden Last und den Zusammenhang derselben mit dem Schlag. Auch mittels ruhender Last ist es möglich, die Verschiebung zwischen den beiden Flächen so weit zu steigern, daß längs des ganzen Körpers der Grenzzustand erreicht wird. Doch ist in solch einem Falle eine gleichmäßige Verteilung bis zur Spitze undurchführbar, da dieselbe erst durch die Bewegung erzielt wird, diese Voraussetzung aber durch

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft XIII, S. 311.

den Stoß sofort geschaffen werden kann. Bei der ruhenden Last muß man an ein Stadium der Belastung denken, in welchem im oberen Teil bereits die volle Ausnutzung des Erddrucks erzielt wurde, derselbe bereits die maximale Ablenkung α erfahren hat, die Wirkung der ruhenden Last jedoch von den tieferen Schichten langsam aufgezehrt wird, ohne die Spitze zu erreichen (Abb 168). Es müßte außerdem ein im Verhältnis zu den wirkenden Kräften bedeutendes Übergewicht angewendet werden, um durch eine ruhende Last den Pfahl so in Bewegung zu setzen, daß man daraus deutlich den Zustand erkennt.

Bei Setzungen unter der ruhenden Last müssen wir zwischen jenen Bewegungen unterscheiden, die nötig sind, um den Widerstand des Pfahles zur Wirkung zu bringen, und den Setzungen des so beanspruchten Bodens. Die ersteren sind immer sehr klein und bewegen sich unterhalb der zulässigen Grenzen. Der Zweck der Rammung eines Pfahles ist dann vollkommen erreicht, wenn trotz seiner schwebenden Lage, das ist ohne den Widerstand der Spitze, solche Widerstandskräfte hervorgerufen werden, so daß nur diese Größen in Frage stehen und keine weiteren Setzungen des Erdreichs eintreten, ohne daß es aber möglich wäre, für diesen Zustand eine Bedingung anzugeben.

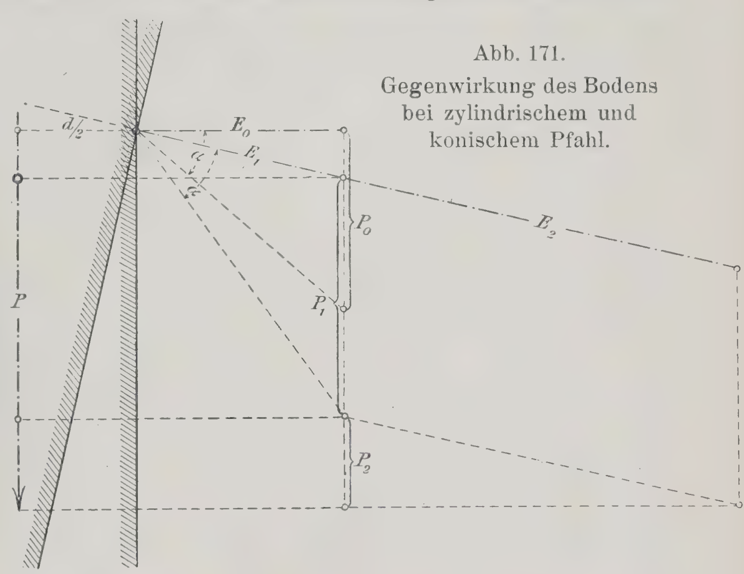


Abb. 171.
Gegenwirkung des Bodens bei zylindrischem und konischem Pfahl.

Bei rein konischen Pfählen hat die Rammarbeit einen unverhältnismäßig größeren Widerstand zu überwinden. Schon bei der Inbewegungsetzung des ganzen Pfahles dürfte das von Willmann entworfene Arbeitsdiagramm eine wesentliche Änderung erfahren, weil viel größere Kräfte nötig sind, um ihn in Bewegung zu setzen. Denken wir uns aber den Pfahl, sei es auf diese Weise, sei es durch eine ruhende Last in Bewegung gebracht, also dieselbe oben erwähnte maximale Ablenkung der senkrechten Druckkraft längs der ganzen Pfahllänge erzielt, so wird der Aufwand der hierzu nötigen Kraft, denselben Eindringungswiderstand vorausgesetzt, ein wesentlich größerer sein müssen als im vorangehenden Falle. Bei der ruhenden Belastung kommt noch der Umstand in Betracht, daß der Erdboden über das Maß seiner passiven Wirkung hinaus mit einer Komponente der Belastung beansprucht werden kann und daher in diesem Falle nicht nur die oben erwähnten kleinen Verschiebungen zur Erzielung der Reibung, sondern auch die Setzung des komprimierten Erdreichs unter dieser Last eine Rolle spielen. Auch hier handelt es sich darum, diesen Faktor soweit auszuschalten, daß nur kleine Bewegungen übrig bleiben

Dieser ganze Gedankengang ist hier hauptsächlich angeführt, um zu zeigen, daß es nicht gut angeht, so verschiedenartige Konstruktionen, wie nahezu zylindrische Pfähle und solche mit einem ausgesprochenen Konus, als vollständig gleichartige zu behandeln. Zum weiteren Verständnis dient die Abb. 171. Dem zylindrischen Pfahl vom Durchmesser d entspricht der passive Bodendruck E_0 und demgemäß eine

maximale Gegenwirkung P_0. Wirkt auf den Pfahl eine Kraft P, die größer ist wie P_0, so muß der Unterschied $P - P_0$ auf die Pfahlspitze übertragen werden. Der konische Pfahl desselben Durchmessers rufe die Kraft E_1 bezw. eine Vertikalkomponente P_1 hervor. Reicht nun diese nicht aus, so wird der Unterschied $P - P_1$ nicht sofort zu einer weiteren Bewegung führen können, da durch weitere Zusammenpressung des Bodens der Gegendruck E_2 bezw. P_2 hervorgerufen wird. In welcher Weise die Verteilung im letzteren Falle zwischen E_1 und E_2 und event. auch der Pfahlspitze eintritt, soll nicht untersucht werden, da diese Verteilung viel zu sehr von den besonderen Boden- und Belastungsverhältnissen abhängt und schließlich auch mit der Größe des Konus Veränderungen erfährt, die sich unserer Beurteilung entziehen. Die Spitze hat oft weiter keinen anderen Zweck, als das Eintreiben zu erleichtern und als Führung zu dienen. Wir wissen, daß in manchen Bodenarten eine besondere eiserne Pfahlspitze entfallen kann, daß sie nicht nur eine unnütze Mehrausgabe ist, sondern schädlich wirkt. Sie fällt also außer Betracht. Mit der Vermehrung des Konus des Pfahles vermindert sich die Möglichkeit des keilförmigen Eindringens und wird für den Grenzfall, wenn der Konus in eine Flachgründung übergeht, vollständig aufhören. Damit verschiebt sich aber auch die Verteilung der Last P in die Komponente P_1 und P_2, indem dann die Voraussetzung fehlt, auf Grund welcher P_1 hervorgerufen wird. Von diesem Gesichtspunkte aus kann der Anbringung konischer Pfähle unter Vernachlässigung ihrer Wirkung als Schwebegründung die Auslegung gegeben werden, daß sie die zur Flachgründung zur Verfügung stehende Bodenoberfläche entsprechend vermehren und man auf diese Weise in die Lage versetzt ist, einer Flachgründung dort vermehrte Fläche und damit Hand in Hand vermehrten Widerstand und verminderte Setzung zuzuführen, wo, wenn auch nur örtlich, die vorhandene Grundfläche nicht ausreicht.

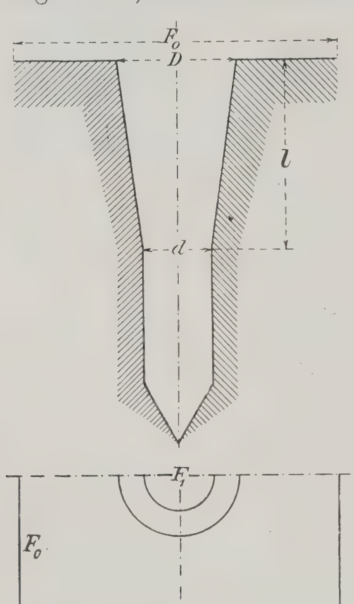


Abb. 172a.

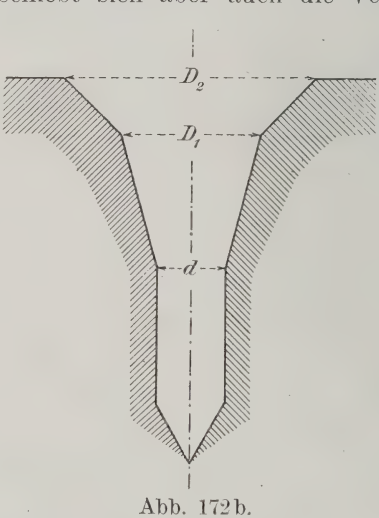


Abb. 172b.

Die Form schwebender Pfähle.

Auf diese Weise gelangt man bei der in Abb. 172a dargestellten Form für die tragende Bodenfläche, wo mit Bezug auf einen Pfahl die Fundamentfläche F_0 beträgt, zu der Zusatzfläche

$$F_1 = \pi \frac{D + d}{2} l - \frac{D^2 \pi}{4},$$

wobei man die Gesamtfläche $F = F_0 + F_1$ setzt. Es entspräche dies bei dem auf S. 151 erörterten Fall bei einer Konuspfählung von 388 m Länge und $d = \frac{32 + 24}{2} = 29$ einer Zusatzfläche von $29 \cdot 388 - 804 = 10\,500$ cm² bei einer

Belastung von 1 kg/cm², also 10 t, während wir hierfür dort 21,5 t angenommen haben. Der Unterschied besteht in einer veränderten Lastverteilung; indem dort die Belastung der Platte mit 0,5 kg/cm² angenommen wurde, ergibt dies scheinbar hohe Lasten auf den Pfählen, während die andere Annahme 1 kg/cm² voraussetzt und deshalb die Pfähle entlastet. In Fortbildung der Idee gelangt man zu der in Abb. 172b dargestellten Form, d. h. die bekannten Fundamentpfeiler mit Gurtbogen, wie sie die ältere Praxis, freilich in einer ganz anderen Auffassung, bereits gekannt hat. Bei nahezu zylindrischen Pfählen, die nur auf Reibung beansprucht sind, gibt Osthoff[1] die Tragfähigkeit mit $\alpha\, U \sqrt{l}$ an, worin l abermals die Pfahllänge, U den Umfang und α einen vom Boden abhängigen Koeffizienten 1 bis 10 bezeichnet.

Vergleichen wir diese zwei Formeln für die beiden extremen Fälle, d. i.

Schwimmsand	$K = 0{,}5$ kg/cm²	nach der Tabelle auf S. 9	$\alpha = 1$	und $n = \frac{1}{20}$	nach Osthoff,
Schotter	$K = 6{,}0$ „		$\alpha = 10$	„ $n = \frac{1}{10}$	

so ersehen wir, daß die Osthoff-Formel 100- bis 50fach kleinere Werte ergibt, wenn man für beide Fälle die Wirkung der Spitze und die Säulenfestigkeit des Pfahles vernachlässigt. Es mahnt dies unbedingt zur Vorsicht und dort, wo keine Versuche vorliegen, zur Einführung eines weiteren Sicherheitskoeffizienten.

Es muß ferner überall der Charakter des Bodens in erster Linie erwogen und ermittelt werden, ob derselbe gleichmäßig schlecht ist oder ob er in seinen tieferen Schichten in bezug auf Dichte und Tragfähigkeit zunimmt oder abnimmt. Der Fall der reinen Tiefgründung, wo man den schlechten Boden ganz durchrammt, sei hier nicht weiter angeführt und nur bemerkt, daß dieser Fall, sofern überhaupt ausführbar, auch in diesen Vergleich einbezogen werden sollte, wenn aus keinem anderen Grunde, so doch um die erzielbare Ersparnis festzustellen.

Dort, wo sich, wie so häufig, festere obere Schichten auf tiefen, wasserführenden oder doch schlechteren befinden, müssen naturgemäß jene in erster Linie zum Tragen herangezogen werden. Ist es nicht möglich, mit diesen allein durch eine Flachgründung auszukommen, so sollte doch eine Heranziehung tieferer Schichten durch Pfähle nur vorsichtig und nur so weit als nötig geschehen. Zylindrische Pfähle werden in solch einem Boden ähnlich gelagert sein wie der Sandsteinzylinder beim Versuch in Abb. 161.

Zylindrische Pfähle kommen eigentlich in der Praxis gar nicht vor. Holzpfähle sind von Natur aus nie zylindrisch, jedoch von so geringer Konizität, daß die Abkürzung, sie kurzweg als zylindrisch zu bezeichnen, sprachlich zulässig erscheint. Die Schwankungen in der Verjüngung sind keine großen und wird die Verjüngung 5 bis 20 mm für 1 m, d. i. also 0,5 bis 2,0 vH., nie wesentlich überstiegen.

Die Konizität der eingerammten Pfähle wird nicht allzu viel gesteigert werden können, da sonst der sich ergebende Widerstand so rasch anwächst, daß eine Einrammung überhaupt nicht mehr möglich sein wird. Sie wird kaum mehr als 60 mm für 1 lfd. m oder 6 vH. betragen können, was ja immerhin eine Versechsfachung der Neigung gegenüber dem schwach konischen Pfahl bedeutet.

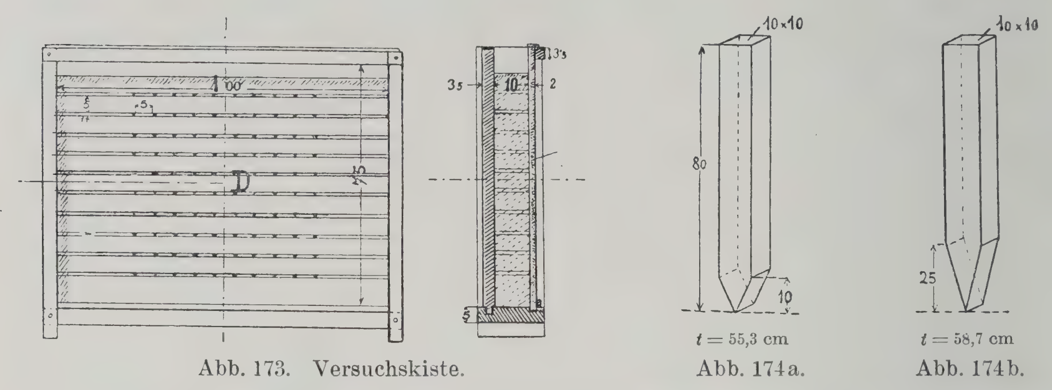
Der Boden bietet dem zylindrischen Pfahl keinen wesentlichen Widerstand gegen Setzungen. Selbst das geringste seitliche Ausweichen desselben hat bereits 200fach größere vertikale Setzungen zur Folge, während bei der konischen Form das Verhältnis, wie erwähnt, von $^1/_{50}$ bis $^1/_{30}$ eine bedeutend größere Sicherheit

[1]) Osthoff, Kostenberechnung für Ingenieurbauten 1910.

bedeutet, vorausgesetzt, daß der Boden in beiden Fällen gleichmäßig seitlich komprimiert wurde.

Nur so erklärt sich der Unterschied, der sich bei der Einrammung zylindrischer und konischer Pfähle in solchen Bodenarten ergibt. Zylindrische Pfähle

Abb. 173 bis 175. Versuche von Prof. R. v. Schön.



$t = 55{,}3$ cm

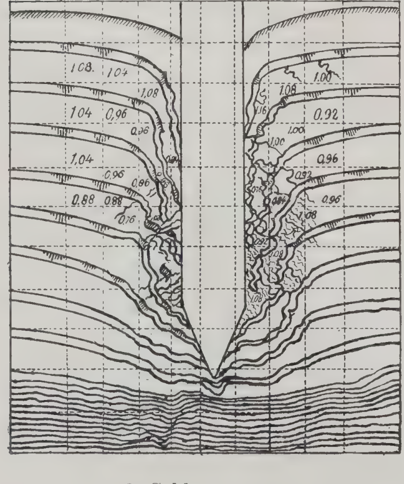
$t = 58{,}7$ cm

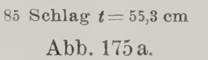
Abb. 173. Versuchskiste. Abb. 174a. Abb. 174b.

können oft durch den Auftrieb des Wassers aus den unteren Schichten jeden Halt verlieren, wie Beispiele späteren Einsinkens unter ruhigem Druck zeigen, während ein konischer Pfahl nach einer kurzen Eintreibung festsitzt, sofern das umgebende Erdreich genügend komprimiert wurde.

Abb. 174c. Abb. 174d.

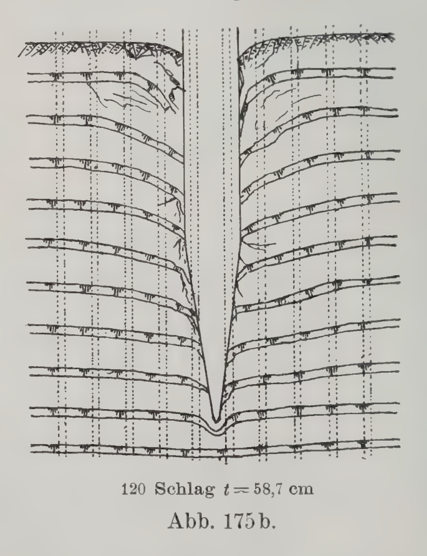
Im allgemeinen kann angenommen werden, daß bei Eintreibung eines zylindrischen und konischen Pfahles gleichen Volumens (also nicht wie in Abb. 167) die gleichen seitlichen Widerstandskräfte erzeugt werden, nur sind dieselben im letzteren Fall für die Belastung wirksamer. Genauere Versuche über den Einfluß der zunehmenden Konizität liegen nicht vor, mit Ausnahme der später erwähnten Parallelproben (Abb. 176). Es liegen nur noch einige mit unzulänglichen Hilfsmitteln ausgeführte Anschauungsversuche vor, von denen wir als Beispiel die folgenden anführen wollen.





85 Schlag $t = 55{,}3$ cm

Abb. 175a.

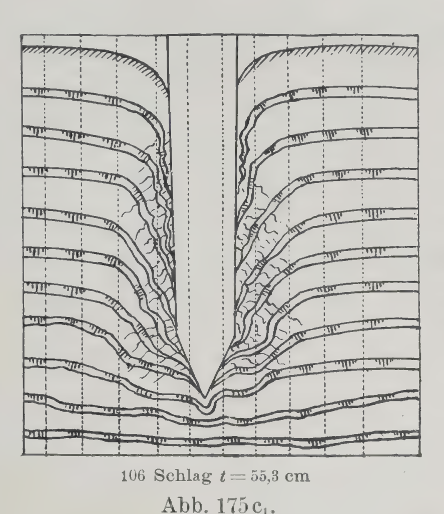


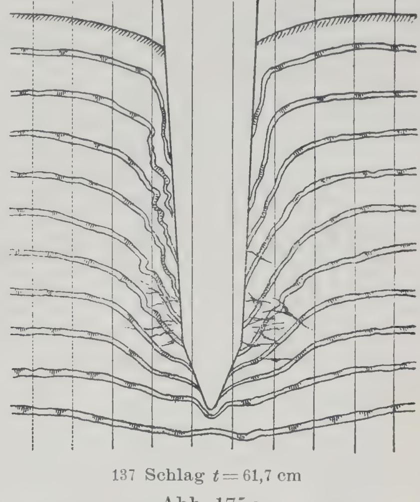
120 Schlag $t = 58{,}7$ cm

Abb. 175b.

Zur Beurteilung über die Verdrängung des Erdreichs, wie sie durch einen Pfahl der verschiedensten Form und auch beim Compressolverfahren geschieht, dienen die in der Folge kurz beschriebenen Versuche des Herrn Hofrats Ritter von Schön in

Wien.[1]) Derselbe hat die in der Abb. 173 dargestellte Kiste mit farbigen Schichten gewöhnlichen Erdreichs gefüllt und die in den Abb. 174a bis d dargestellten Piloten längs der einen Glaswand eingetrieben. Es sei hier gleich erwähnt, daß man sich durch einen Versuch mit einem runden Pfahl überzeugt hat, daß der Unterschied der Kraftrichtung, die in den Versuchen eine rein seitliche war und in so einem Falle sich radial gestaltet, kein wesentlicher ist. In den Abb. 175a bis d sind die Bilder der drei untersuchten Fälle für dieselbe Eindringungstiefe festgehalten und zeigen die Einwirkung, welche die verschiedene Form der Pfahlspitze und die Pfahlform auf die Neulagerung der Schichten haben. Aus den Abbildungen ist ersichtlich, daß die durch den Pfahl zerschnittenen Schichten bei langer Spitze sanfter, bei kurzer Spitze jedoch wenig unversehrt und zerdrückt an der Pfahlseite zu liegen kommen und daß sie ihrer Aufgabe, einen Horizontalschub auf den eindringenden Pfahl auszuüben, am besten bei der etwas konischen Form der Pfähle gerecht werden, weil sich dann (Abb. 175c₂) die Wirkung am weitesten in das umgebende Erdreich fortpflanzt.


106 Schlag $t = 55{,}3$ cm
Abb. 175 c_1.


137 Schlag $t = 61{,}7$ cm
Abb. 175 c_2.

Folgende Versuche aus der Praxis liegen vor:

Wenn man einen Pfahl mit einer gegebenen Rammvorrichtung (R, h) bis zum vollständigen Stillstand einrammt ($\pi = 0$), so erzielt man einen maximalen Widerstand W_m. Dieser Größe entspricht eine Einrammungstiefe t_m, abhängig von den Eigenschaften des Bodens und der Form des Pfahles. Es lassen demnach aus diesen Konstanten für den besonderen Fall sich auch die Setzungen unter der ruhenden Last ableiten. Diese Beziehungen sollen weiter unten ausführlicher besprochen worden.

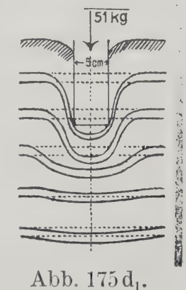
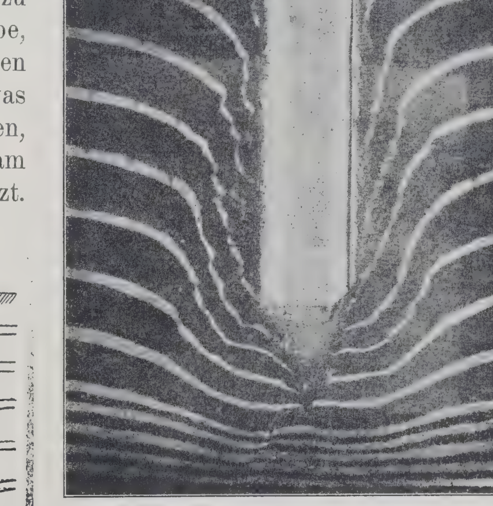


Abb. 175 d_1.


Abb. 175 d_2.

[1]) Monatsschr. f. d. öff. Baudienst 1909. Siehe auch die Arbeit Prof. Kurdgümoff im Civil-Ingenieur, Dresden 1892, S. 294, Tafel X: „Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden“.

Hier seien nur drei Parallelversuche erwähnt, wie sie Herr Upson in der Am. S. C. E., Dezember 1909, S. 494 vorgebracht hat. Zwei Pfähle von 6 m Länge wurden in unmittelbarer Nachbarschaft in denselben Boden eingetrieben. Der eine war schwach konisch, etwa 2 vH., 32,5 cm an der Spitze und 45 cm am Kopf. Wir wollen ihn mit I bezeichnen. Er wurde mit 944 Schlägen in die Erde eingetrieben und zog 3 mm beim letzten Schlag. Der gleiche III war stark konisch, etwa 6 vH., 15 cm an der Spitze und 50 cm am Kopf. Derselbe wurde mit 875 Schlägen eingetrieben und zog 1,2 mm beim letzten Schlag.

Außer diesen zwei Pfählen wurde noch ein dritter, den wir mit II bezeichnen wollen und welcher 10,5 m in die Erde eingetrieben, einem Belastungsversuch unterzogen. Der letztere (II) hatte 15 cm an der Spitze und 45 cm oben, also etwa 3 vH. Er war bis zum gleichen Widerstand, d. i. 1,2 mm Ziehen beim letzten Schlag, eingetrieben worden. Wir sehen, daß der geringere Konus genügt hat, um eine Mehrlänge von 75 vH. zu erfordern, trotzdem ergab die Belastungsprobe das in der Abb. 176 dargestellte Bild. Aus demselben ist zu ersehen, daß einer Last von 22 t beim Pfahl I eine Senkung von 9 mm entspricht, daß dieselbe Senkung beim Pfahl II bei 40 t, beim Pfahl III bei 66 t eintritt.

Derselbe Verfasser verweist auf einen Fall in New-Orleans, wo 21 m lange Holzpfähle durch 6 m lange Konuspfähle ersetzt wurden, und spricht sich gegen die Praxis aus, daß man Pfählungen auf der Basis eines Preises für 1 lfd. m Pfahl vergibt und so vielen Unternehmern eine Prämie schafft, den Pfahl recht lang hinabzutreiben und ihn möglichst wenig widerstandsfähig zu konstruieren, damit er leicht recht tief hinabgetrieben werden könne. Man muß sich aber auch gegen eine Übertreibung nach der anderen Richtung hin schützen, wo man mit einem zu stark konischen Pfahl rasch, aber nicht hinreichend verläßlich das vorgeschriebene Minimum am Ziehen erreichen kann.

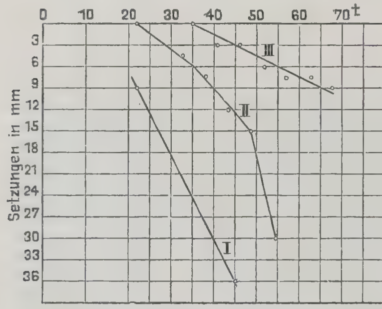


Abb. 176. Belastungsversuche mit Pfählen von verschiedenem Konus.

Beim Bau der Marineakademie in Annapolis wurde der Unterschied in der Tragfähigkeit zwischen den zwei Pfahlformen wie folgt ermittelt. Es wurden zwei gleich lange (5,7 m) Pfähle eingetrieben, ein Raymondpfahl 51 cm oben, 15 cm unten, d. i. rund 30 mm Verjüngung, und ein Holzpfahl 34 cm oben und 27,5 cm unten breit, entsprechend 5 mm Verjüngung f. 1 lfd. m. Der erstere wurde eingetrieben, bis zwei Schläge eines Rammbären von 1000 kg von 6 m Höhe 21 mm Ziehen ergaben. Beim Holzpfahl fand man, sobald man denselben ebenso tief eingetrieben hatte, unter denselben Verhältnissen ein Ziehen von 136 mm, also nahezu die 7fache Größe, obwohl der Holzpfahl später eingetrieben wurde und sich nur 60 cm von dem Raymondpfahl entfernt befand. Wir sehen also dort in diesem leicht beweglichen Schüttboden, daß, während der stärker konische Pfahl bereits eine hinreichend feste Unterlage ergab, der mehr zylindrische noch weit entfernt war, als eine brauchbare Unterlage für einen Hochbau genommen werden zu können (siehe über den Bau Mitteilungen weiter unten) Die Abb. 177 zeigt eine an derselben Stelle von dem Regierungs-Ingenieur ausgeführte Belastungsprobe eines 7 m langen Raymondpfahles mit 66,7 t ohne meßbare Setzung.

Der Prospekt der Raymond-Pfahlgesellschaft in Chicago enthält die Mitteilung, daß in mehreren Fällen sich Pfähle von 51 cm oberem und 15 cm unterem Durchmesser von 6 bis 7,50 m Länge gleichwertig erwiesen haben mit zylindrischen

Pfählen von 10, 12, auch 15 m Länge. Schließlich müßte es ja möglich sein, für jede Bodenart eine ihr am besten entsprechende Form zu finden, bei der man mit einem Minimum des Eintreibungswiderstandes ein Maximum der Tragfähigkeit erzielt. Es steht zu hoffen, daß eine eingehende Beschäftigung mit dieser Frage zur Aufstellung solcher verschiedener, vom Boden abhängiger Typen von Betonpfählen führen wird, wie wir sie z. B. in kleinem Maßstabe bei den eisernen Nägeln bereits besitzen. Dieser Vergleich hinkt natürlich, wie jeder, aber auch dort ist die Form dem Material angepaßt.

In einem Aufsatz des Herrn Ing. Kafka[1]) findet sich die Behauptung, daß es möglich sein soll, mit Bezug auf einen speziellen Fall die erforderliche Tragfähigkeit von etwa 25 t durch einen 10 m langen zylindrischen oder durch einen 2 m langen konischen Pfahl zu erzielen.

Es mangelt natürlich auch nicht an gegenteiligen Anschauungen. Wir erwähnen die Vergleiche von Mac Kella,[2]) der von einer Wirkung der Pfahlspitze ganz absieht, dafür aber annimmt, daß die Reibung längs der Mantelfläche von $^1/_3$ kg/cm² am Pfahlkopf bis auf $^2/_3$ kg/cm² an der Pfahlspitze zunimmt. Bei dieser Annahme bedarf es keines weiteren Beweises, daß die unten breitere Form oder wenigstens die unten gleichbreite Form die vorteilhaftere ist.[3])

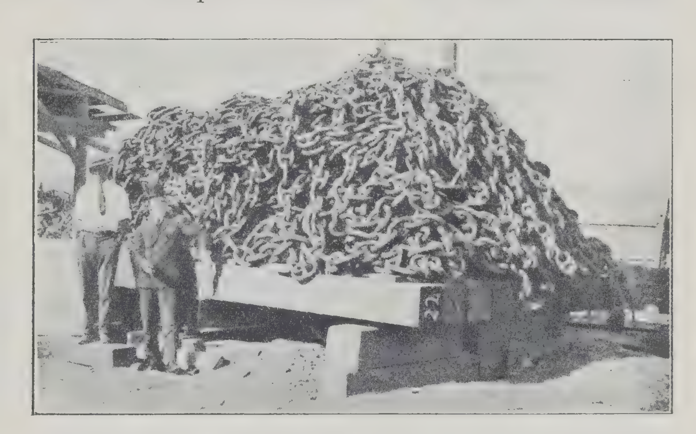


Abb. 177. Belastungsprobe eines Raymondpfahles mit 66,7 t.

Ein zweiter Verfasser, C. S. Howell,[4]) zieht einen Vergleich zwischen zwei 6 m lange Pfähle, von denen der eine 51 cm im Durchmesser zylindrisch ist, der andere oben denselben Durchmesser und an der Spitze 15 cm hat. Derselbe berechnet den Seitendruck in den einzelnen Tiefenmetern als Funktion der Verdrängung und der Reibungsfläche und gelangt zum Schluß, daß dies bei dem zylindrischen Pfahl überall gleich ist, während dies bei dem konischen Pfahl rasch bis auf $^1/_5$ des Volumens und etwas weniger wie die Hälfte der Mantelfläche abnimmt, daß sich in dem ersten Viertel des Pfahles mehr als $^1/_3$ der Mantelfläche und fast die Hälfte des Kubikinhalts vereint vorfindet. Derselbe schließt richtig, daß diese Anordnung nicht geeignet ist, die Tragfähigkeit festerer tiefergelegener Schichten auszunutzen. Bei geringer Konizität ist es wahrscheinlich möglich, den Pfahl nach den gewöhnlichen für zylindrische Pfähle gegebenen Regeln zu berechnen, umsomehr, als diese Regeln den weitesten Spielraum für jede Ungenauigkeit zulassen. Bei stärker konischen Pfählen ist dies jedoch nicht zulässig und höchstens als Vergleich verwendbar. Die einzige Berichtigung hierfür ist in dem Mangel jedes motivierten Vorschlags und jeder Versuchsunterlage zu suchen. Jedenfalls ist zu bedenken, daß zunehmend mit der konischen Form eine immer größere Komponente des Erd-

---

1) Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1908, Heft 51.
2) Eng. Record 1907, 17. August.
3) Siehe auch A. S. C. E. Transactions, Dezember 1909, S. 498, Beitrag von Desmond.
4) Eng. News 1909, 25. Februar.

drucks. der Verdrängung, der Reibung dem Rammstoß direkt entgegenwirkt und ihn aufhebt. Damit ist keinesfalls gesagt, daß die so erzielten kleinen Eindringungen kein ebenso guter Nachweis der Eindringung wären wie beim gewöhnlichen, nahezu zylindrischen Pfahl; nein — vielleicht bedeuten sie noch mehr als sonst; aber bewiesen ist dies bisher noch nicht worden.

System Raymond. (Abb. 178 bis 183.)

Die hierhin gehörigen Versuche von A. A. Raymond, eines seit 1890 als Unternehmer für Rammungen tätigen amerikanischen Ingenieurs, gehen nach seiner Mitteilung bis auf das Jahr 1901 zurück, und zwar bezeichnet er als den wichtigsten Vorteil seiner Methode die Verwendung einer konischen Blechhülle für jeden seiner Pfähle, Einrammung derselben durch eine eiserne Pfahlform und eine auf diese Weise geschützte Ausbetonierung an Ort und Stelle (Abb. 178). Die Einrammung geschieht durch einen eisernen Modellpfahl (Abb. 179a u. b), der teilweise oder vollständig in eine Blechhülse eingeschlossen, oder aber mit einer teleskopartig (Abb. 180) verlängerbaren Hülse von Eisenblech versehen, in der üblichen Weise mittels einer Ramme versenkt wird.

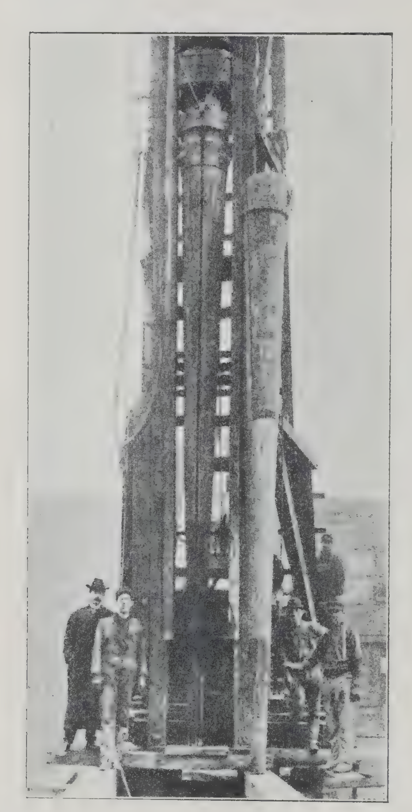


Abb. 178.

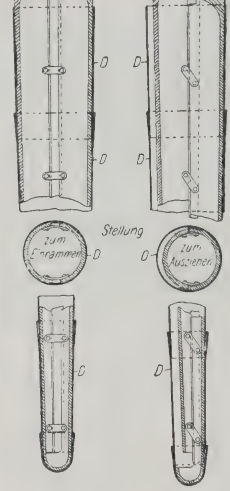


Abb. 179.



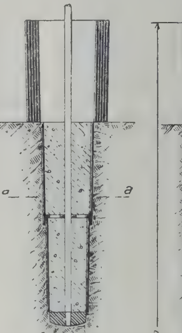


Abb. 180.

Ist die gewünschte Tiefe erreicht und zeigt sich das verlangte Minimum des Ziehens, so wird der Modellkern, der aus zwei Hälften besteht, durch die Bewegung eines Schlüssels gelockert und gehoben (Abb. 180 u. 181). Der Hohlraum innerhalb des Bleches wird schichtenweise mit Beton ausgefüllt unter gleichzeitiger Versenkung der Bewehrungseisen, sofern solche nötig sind. Die gewöhnlichen Abmessungen sind die folgenden bei gleichmäßigem Material in der ganzen Bodentiefe:

Pfahllänge	Durchmesser am Kopf	an der Pfahlkante
6 m	51 cm	15 cm
7,50 bis 9 m	51 „	20 „
10,50 „ 12 „	45 „	20 „

Der Rammkern besteht aus zwei Hälften A—A_1 (Abb. 179), die durch einen Keil und durch eine bis in die Pfahlspitze reichende Verbindung in die zum Rammen erforderliche Stellung gebracht werden. Nach dem Einrammen wird der Keil entfernt und der Kern in der Stellung Abb. 180 leicht herausgezogen.

Abb. 182 u. 183 zeigen einen dreiteiligen Kern. Die Blechhülse kann unter Umständen ganz fortbleiben, wohl auch durch einen geölten Karton ersetzt werden. Die Form in Abb. 179 entspricht am besten bei durch Spülung zu versenkenden Pfählen dieser Art.

Bei Pfählen, die bis zum Felsgrund oder ähnlich festem

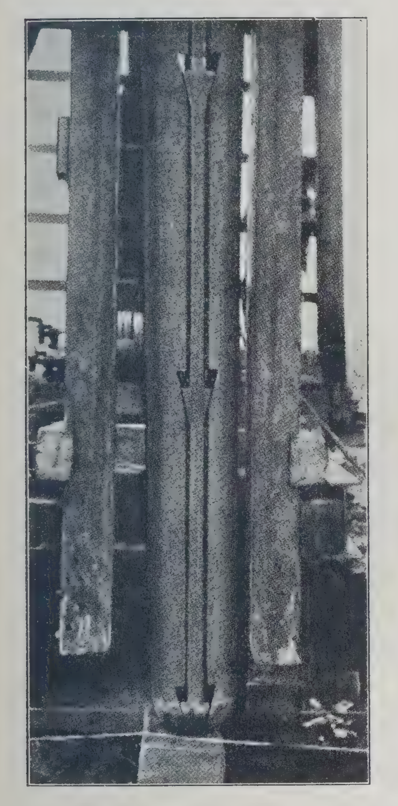


Abb. 181.

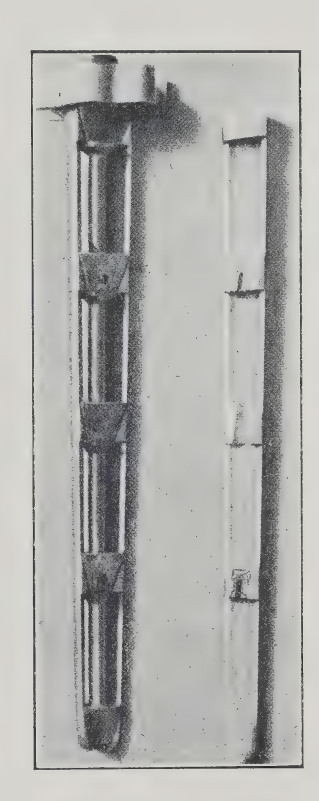


Abb. 182.

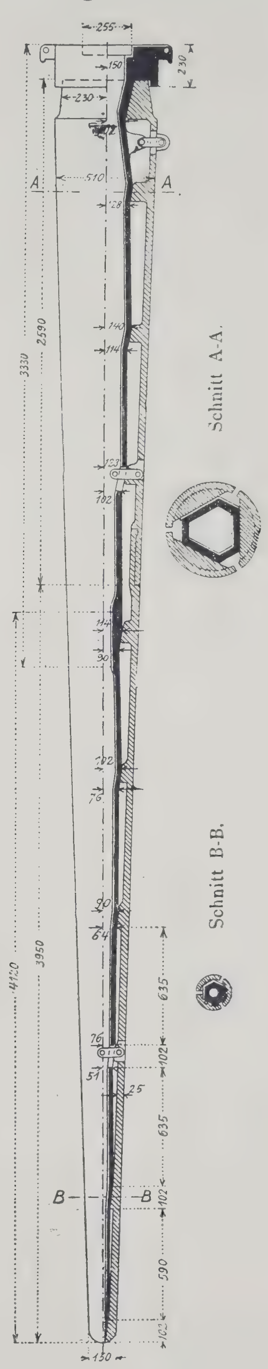


Abb. 183.

Material herabreichen, sind breitere Spitzen nötig. Bei Boden mit oberen festen Schichten ist es von Wichtigkeit, daß der obere Querschnitt eines Raymondpfahls nahezu gleichkommt dem von vier Holzpfählen von 25 cm Durchmesser. Die Abb. 178 zeigt uns den mit der Blechform noch nicht bekleideten Modellkern fertig vor dem Eintreiben und daneben die Blechform.

Ein hervorragendes Beispiel der Anwendung ist die Marineakademie in Annapolis. Bei derselben waren ursprünglich 2193 Holzpfähle vorgesehen, die unter Nullwasser abgeschnitten und mit einem Betonflöz bedeckt werden sollten. Dieselben wurden durch 885 Pfeiler (System

Raymond) ersetzt, so, daß an Stelle von 5 Holzpfählen etwa 2 Pfeiler kommen, dadurch wurde der im Entwurf vorgesehene Aushub von etwa 3750 m³ auf 750 m³ herabgesetzt. Die 9 m langen Holzpfähle hätten 38 Mark das Stück gekostet, während die oben 50 cm, unten 15 cm starken Pfeiler je 80 Mark gekostet haben, also schon um 20 vH. billiger waren wie die Holzpfähle. Insgesamt aber wurden von dem ersten Voranschlag von 211 400 Mark zur Ausführung nur 101 600 Mark benötigt, also mehr als die Hälfte erspart.

Von weiteren Ausführungen sei der Bau des Hospitals auf der Einwandererinsel im Hafen von New-York erwähnt.[1]) Bezüglich der langen Liste der amerikanischen Beispiele sei auf den Prospekt der Gesellschaft verwiesen. Schließlich sei hier einiger Probebelastungen Erwähnung getan, denen die oben angeführte Inanspruchnahme von 20 kg/cm² zugrunde gelegt wurde, wie sie als maximal zulässig gilt. Der eine Versuch betrifft einen 6 m langen Pfeiler, der 5,3 m versenkt war und 25 mm unter einer Hitze von 20 Schlägen eines Dampfhammers von 1500 kg gezogen hatte. Die Abmessungen waren die obigen. Die Probelast betrug 41 t und die Setzung 2,2 mm. Ein zweiter Fall mit einem 9 m langen Pfeiler 6,85 m versenkt, der bereits nach 8 Schlägen desselben Bären um 25 mm gezogen ist. Auch hier waren die Abmessungen 50 cm oben und 15 cm unten und ergab auch hier eine Last von 41 t nur eine Setzung von 2,2 mm. Nach zehn Tagen war dieselbe bis auf 3 mm angewachsen. Bei einer Erhöhung der Last auf 66,5 t, d. i. etwa 30 kg/cm², betrug die Setzung im ganzen 11 mm und blieb dann konstant. Bemerkenswert ist, daß der Pfeiler bei Entlastung um 3 mm in die Höhe ging.

System Stern (Konuspfahl). (Abb. 184 u. f.)

Die von Raymond gegebene Grundidee wurde von Ingenieur Stern in Wien weiter ausgebildet. Er hatte sich einen spannbaren eisernen Kern konstruiert,[2]) den er in das Blechrohr einführen wollte. Seine ersten Versuche führte er jedoch mit Holzkernen aus und diese erwiesen sich ihm, durch eine entsprechende Formgebung und Bewehrung zu diesem Zwecke besser geeignet. Die Abb. 184a zeigt uns das Blechrohr mit Spitze, Abb. 184b ohne Spitze und die Abb. 184c einen derartigen Vorschlagpfahl aus hartem Holz, der mit Eisenringen am Kopf und mit einem Blechschuh versehen ist, um die Reibung mit der Hülse herabzusetzen. Wir sehen zunächst, daß das Blechrohr auf den unbedingt notwendigen Teil des Pfahles beschränkt wurde, wo das Grundwasser störend in die Betonierung eingreifen könnte. Dasselbe wird nie über 3,5 m lang nötig sein. Weiter ist bei Abb. 185 in der Form eine Änderung vorgenommen; der untere Teil des Pfahles ist fast zylindrisch, um das Eintreiben zu erleichtern und um den Konus auf den oberen Teil der Pilote deshalb zu konzentrieren, damit die erwähnte größere Tragfähigkeit der oberen Schichten ausgenutzt werde. Wir sehen ferner die Blechrohrspitze bewehrt und durchbrochen, wodurch sich die Möglichkeit ergibt, vom Pfahlende Proben zu entnehmen.

Der Schlagpfahl, der durch ein dreifüßiges Gestell gehalten wird, erhält eine eiserne Führungsstange für das Rammgewicht eingesetzt. Unten wird vor dem Einrammen die Blechhülse darübergeschoben, sodann der Schlagpfahl samt Hülse genau an der bestimmten Einrammungsstelle angesetzt und durch eine Zugramme eingerammt. Der Schlagpfahl wird nach Schluß der Einrammung wieder herausgezogen,

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft X, S. 255.

[2]) Siehe Beton u. Eisen 1907, Heft I, S. 1 oder in der 1. Auflage dieses Handbuches, Abb. 116.

während die Blechrohrhülse infolge ihrer größeren Reibung im Erdreich gegenüber der geringen Reibung an dem Eisenblechschuhe des Schlagpfahles in der Erde stehen bleibt.

Der Blechrohrpfahl besteht nach seiner vollendeten Herstellung aus einer etwa 2,5 m langen Hülse, die im Mittel eine 23,5 cm Durchmesser besitzende und etwa 36 kg schwere, schwach konische Blechröhre aus 3 mm starkem Schwarzbleche ist. An diese Röhre ist unten mit vier vernieteten Flacheisenlaschen die Schuhspitze befestigt. Aus diesem Blechrohrpfahl wird an Ort und Stelle der Betonpfahl dadurch erzeugt, daß über die Lochstelle eine Holzlehre mit blechernem Fülltrichter geschoben und durch diesen zuerst Portlandzementmilch eingegossen wird, um etwaige Zwischenräume zwischen Hülsenschuh und Boden anzufüllen. Dann wird lagenweise Portlandzementbeton eingeschüttet und mit eigens hergestellten Stampfern eingestampft.

Eine Gruppe von 8 Männern besorgt die Vorbereitung des Schlagwerks und das Setzen des Pfahles. Der Arbeitsvorgang ist folgender: Sobald das Schlagwerk an die richtige Stelle gerückt ist, wird über den hölzernen Rammkern ein Blechrohr aufgesteckt, der so adjustierte Rammkern an die nach dem Pfahlausteilungsplan bezeichnete Stelle „gesetzt“ und in einfacher Weise verspreizt; hierauf wird der Rammbär mittels eines am Schlagwerke befestigten Kettenzuges aufgezogen, auf den Pfahlkopf aufgesetzt und schließlich die Führungsnadel durch den Rammbären durchgesteckt. Dieser so vorbereitete Pfahl wird nun — bei Handrammung — durch eine entsprechend starke Arbeitergruppe (etwa 15 bis 16 kg Bärgewicht auf 1 Mann) eingerammt (Abb. 186).

Abb. 184a. Abb. 184b. Abb. 184c.

Nach vollendeter Rammung wird durch die erstgenannte Arbeitergruppe das Ziehen des Rammkerns besorgt. Da bei den — bekanntlich verjüngt geformten — Betonblechrohrpfählen in trockenen Bodenschichten der Rammkern bloß auf eine geringe Höhe mit dem Erdreich direkt in Berührung steht, so begegnet das Herausziehen eines solchen Kernes keinen Schwierigkeiten. Das erste Abheben des Kernes von den umgebenden Bodenschichten geschieht häufig mittels eines Wuchtebaums, worauf der Rammkern an den am Schlagwerk befestigten Kettenzug angehängt und mittels desselben völlig herausgezogen wird. Nur in seltenen Fällen kommt es vor, daß das Ziehen der Pfähle auf die geschilderte Weise nicht möglich ist.

Nach erfolgtem Herausziehen wird das im Boden verbleibende Blechrohr durch schichtenweises Einstampfen von Beton im Mischungsverhältnis von etwa 1 : 7 ausbetoniert. Das Einstampfen geschieht mittels eines langgestielten, von einem Manne zu bedienenden Holzstößels.

Bei entsprechender Anordnung werden in der normalen Arbeitszeit bis zu 19 Pfähle in einem Tage fertig hergestellt.

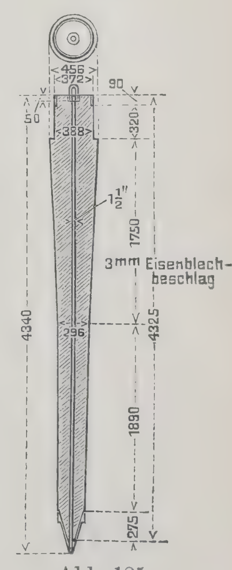


Abb. 185.

Stern hat für die Berechnung der Tragfähigkeit dieser Pfähle eine neue Formel aufgestellt, die wir an anderer Stelle besprechen wollen, da sie die Konizität der Pfähle nicht in Rechnung zieht und diese Pfähle ohne Rücksicht auf den Konus ebenso wie die mehr oder weniger zylindrischen Holzpfähle berechnet. Das größte Verdienst hat sich Stern durch die Verwendung seines Systems bei allen größeren Bauten der ihm unterstehenden Allg. Österr. Baugesellschaft erworben, wobei er in jedem einzelnen Fall durch ausführliche Belastungsproben und wissenschaftliche Behandlung des Materials vorbildlich vorgegangen ist. Bereits im November 1906 waren 527 Stück versenkt gewesen. Bezüglich der eingehenden Liste sei auf einen von Ackermann u. Cie. in München veröffentlichten Prospekt sowie auf die früheren Abb. 2 u. 4 verwiesen.



Abb. 186a.

Hier sei nur auf einige Beispiele wegen der dort ausgeführten Belastungsproben kurz verwiesen, und zwar zunächst auf den Bau des sogenannten Industriehauses und des Zubaues des k. k. Museums. Den Bauplatz des letzteren zeigt die Abb. 186a, den Grundriß Abb. 186b. Zu demselben sei bemerkt, daß beide Bauten an die Stadtbahn angrenzen und daß für die Grenzmauer eine Tiefgründung vorgeschrieben war. Beide Fälle stellen schwebende Gründungen in kürzlich ausgeführten Schüttungen dar, bei welchen das verschiedenartige Fundament und die Erschütterungen der Stadtbahn besonders erschwerend wirken.

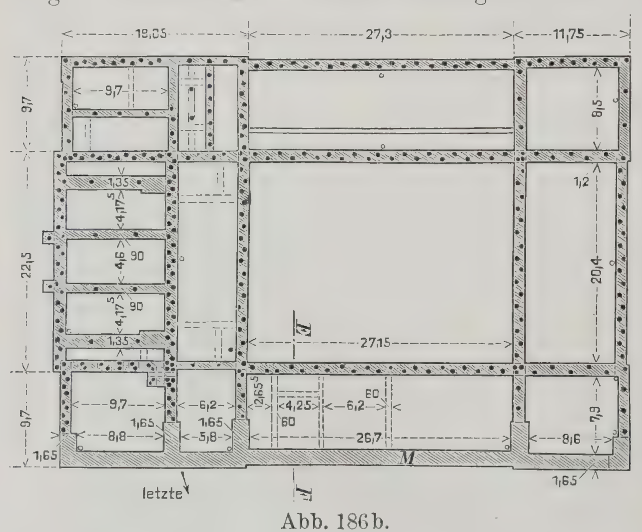


Abb. 186b.

Bei beiden wurden Belastungsproben vorgenommen, und versucht den Verhältnissen der Wirklichkeit dadurch näher zu kommen, daß man, wie Abb. 188 zeigt, über den Pfahlkopf von 800 cm² Fläche einen 1 m hohen Mauerwerkspfeiler errichtet hat, welcher etwa die neunfache Fläche (7500 cm²) des Pfahlkopfes aufweist. Auf diese Weise gesellt sich zu dem Widerstand des Pfahles auch noch die, wenn auch geringe, Gegenwirkung des Bodens unter diesem Fundamentklotz. — Der Versuch beim Industriehaus umfaßt zwei aufeinanderfolgende Proben mit einem Pfahl. Der Probepfahl hatte eine Gesamtlänge von 3,88 m, einen oberen Durchmesser von 32 cm, an der Pfahlkante von 26 cm. Die Pfahlspitze war 40 cm lang. Das 2 mm-Blechrohr, welches an einen vierarmigen schmiedeeisernen Pfahlschuh angenietet war, reichte bis 2,40 m herauf. Beim Vorrammen zog der Pfahl beim letzten Rammschlag 8,3 mm.

Die Ausbetonierung geschah mit Schlackenzementbeton 1 : 2 : 4. Die erste Probe wurde ungemein scharf durchgeführt (siehe Abb. 187, A_I). Acht Tage nach der Herstellung des Pfahles wurde die Gesamtlast von 40 t in 12 Stunden aufgebracht. Wie aus Abb. 187 ersichtlich, zeigte sich eine Setzung von 30,6 mm. Nach drei Tagen wurde die Entlastung vorgenommen, und betrug die Hebung des Pfahles 4 mm. Der Verlauf ist dort mit A_I bezeichnet. — Weitere acht Tage später wurde die Probe wiederholt, jedoch in der Weise, daß man je in 12 Stunden 1000 Mauerziegel aufbrachte. Diese Probe erstreckte sich demnach auf 12 Tage und ist ihr Ergebnis zum besseren Verständnis im Anschluß an die Probe Nr. I in der Abb. 187 als A_{II} dargestellt. Für die dort aufgebrachte Mauerlast von 64,4 t ergab sich eine Setzung von 45,1 mm, die bei Entlastung um 6,2 mm zurückging. Interessant ist, daß die für zulässig angesehene Last von 30 t bei der ersten Probe eine Setzung von 10 mm, bei der Wiederholung nur eine Nachsetzung von 1 mm ergab.

Abb. 187. Belastungsversuche mit Konuspfählen.

Die Setzungen setzen sich aus drei Komponenten zusammen: 1. Bodensetzung, 2. Betonzusammendrücken und 3. Eindringen des ganzen Pfahles. Stern hat durch einen Parallelversuch mit einem Pfahl unter Druck es möglich gemacht, die zweite Komponente auszuscheiden. Dieselbe beträgt unter 30 t nach dem Versuch $\frac{1}{315}$, also $\frac{3880}{315} = 12{,}3$ mm, welche Ziffer selbst einschließlich der Wiederholung nicht erreicht wurde, also wohl

beweist, daß diese Last im Boden nicht so wie in der Festigkeitsmaschine (Abb. 188) bis zur Pfahlspitze herabreichen wird, sondern schon früher von dem Widerstande des Bodens, der diese Bewegung mitmachen muß, aufgezehrt wird.

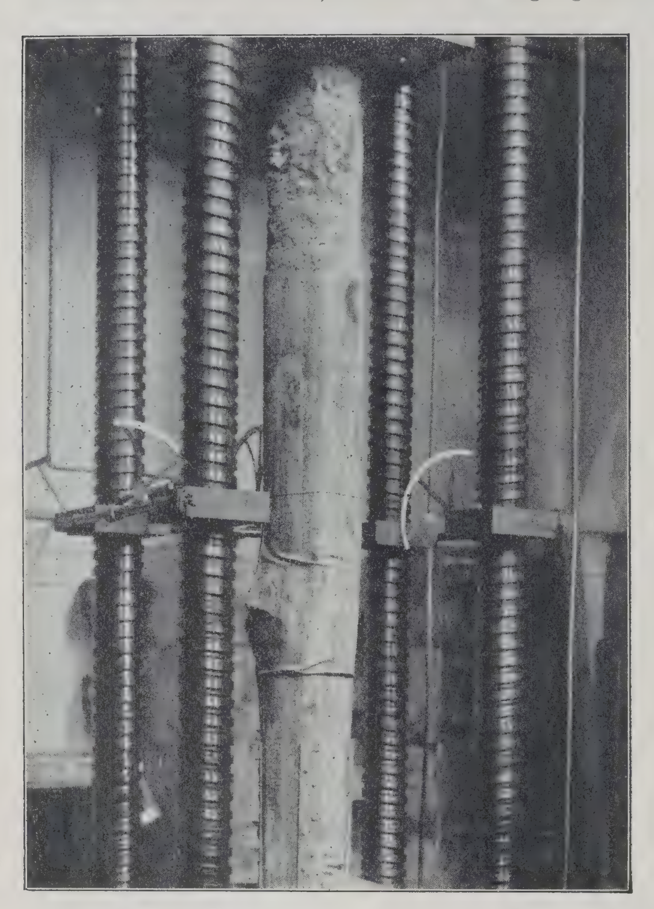


Abb. 188. Konuspfahl in einer Festigkeitsmaschine.

Diese Beobachtungen veranlaßten Herrn Ing. Stern, bei seinem nächsten Bau am Museum (Abb. 187) die zulässige Grenze mit 40 t anzusetzen, welche Ziffer sich sowohl bei dem früheren Versuch wie bei dem neuerdings durchgeführten, der in Abb. 187 mit *B* bezeichnet ist, als eine Art Elastizitätsgrenze ergibt und der von uns als Setzungsgrenze bezeichneten Größe entsprechen dürfte. Die Belastungsversuche *A* und *B* sind zum besseren Vergleich in der Abb. 187 übereinander gezeichnet worden. In dem Falle *B* beim Bau des Museums wurden im Verlauf von 24 Tagen $92\frac{1}{2}$ t aufgebracht und eine Setzung von 193,9 mm im ganzen erzielt. Die Einzelheiten dieses Versuchs zeigt uns die Abb. 189. Das Ziehen des Pfahles wurde in diesem Falle mit $\frac{2}{3}$ cm beim letzten Schlag festgesetzt. Bei dem Pfahle, der den Belastungsversuchen unterzogen wurde, betrug es 0,9 cm. Die zulässige Last nach Eytelwein ist demnach

$$W = R + Q + \left(\frac{R^2}{R+Q} \cdot \frac{h}{\pi}\right)$$
$$= 37\,600 \text{ kg}$$

und die gesamte Tragkraft des Pfahles und des Pfeilers (siehe S. 151)

$$G = W + Fk = 37\,600$$
$$+ 7500 \cdot 0{,}5 = 41\,350 \text{ kg}.$$

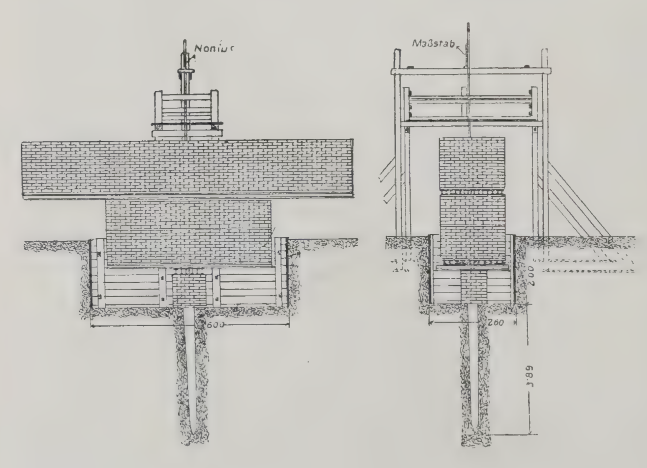


Abb. 189. Belastungsversuch B beim k. k. Museum, Wien.

Stern hat bei dieser Gelegenheit auch Versuche über die Bodenqualität gemacht, die wir bereits auf S. 156 besprochen haben. Er hat sich nunmehr die statische Widerstandslinie, d. h. die Beziehung zwischen dem Anwachsen des Widerstandes *W* und der Absenkung *t*, bestimmt und hierfür die Gleichung $W = \varphi \cdot t \cdot c$ aufgestellt

und ihre Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften festzustellen versucht. Bei „schwach" verjüngten Pfählen soll $\varphi = \frac{1}{2} b\beta \left(1 + \frac{b}{2}\right) \mu d^2 \pi$ sein. So sicher es scheint, daß der Widerstand innerhalb gewisser Strecken der Einrammung linear zunimmt, so bestehen doch hier Abweichungen, über deren Tragweite man ohne eingehendes Studium nicht urteilen sollte, und welche die Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Widerstand W und Einrammtiefe t nur in beschränkten Grenzen wahrscheinlich erscheinen läßt.

Als ein Beispiel der Auffassung Sterns diene die Abb. 190, welche uns mit dem geologischen Profil des Bodens unter einem Geschäftshaus in Lemberg vertraut macht und gleichzeitig den Verlauf zweier Richtungstangenten φ für zwei Rammversuche darstellt.[1]) Die strichpunktierte ausgleichende Linie stellt uns die Zunahme an Widerstandskraft nach Maßgabe des tieferen Einrammens dar, und ergibt sich die Größe φ für den Fall I mit 80,7 kg, für den Fall II mit 53,8 kg für 1 cm. Für den letzteren Fall findet sich auch eine Belastungsprobe der Pfahlspitze durchgeführt vor. Auch hier ist versucht worden, aus derselben die Koeffizienten b und β für den Pfahlschaft rückzubestimmen und ist eine Probebelastung des eingerammten Pfahles vorgenommen worden. Es wurden 40 t in vier Tagen aufgebracht. Die Ablesungen finden sich in der in Abb. 187 dargestellten Kurve D eingezeichnet vor. Die Kurve zeigt einen wesentlich flacheren Verlauf wie $A - C$. Die zulässige Belastung wurde in diesem Falle auf 22 t herabgesetzt, welcher Belastung aber immer noch 35 mm Setzung entsprechen. Das Bauwerk ist auf einem Material von großer Zusammendrückbarkeit aufgeführt worden. Die Pfähle wurden bis zu einem Ziehen von 5 bis 10 mm eingerammt und die vom alten Bauwerk her vorhandenen Holzpfähle mitbenutzt. Bezüglich des näheren verweise ich auf die unten angegebene Quelle. Schließlich sei noch des Baues einer Zementfabrik in Marburg Erwähnung getan.[2]) Derselbe ist im Gegensatze zu dem vorerwähnten durch einen sehr guten Baugrund, der aus Schotter bestand, gekennzeichnet. Die Entscheidung zugunsten der Betonpfähle fiel hier einerseits mit Rücksicht auf die Grundwasserverhältnisse, anderseits mit Rücksicht auf den Umstand, daß man auf diese Weise für

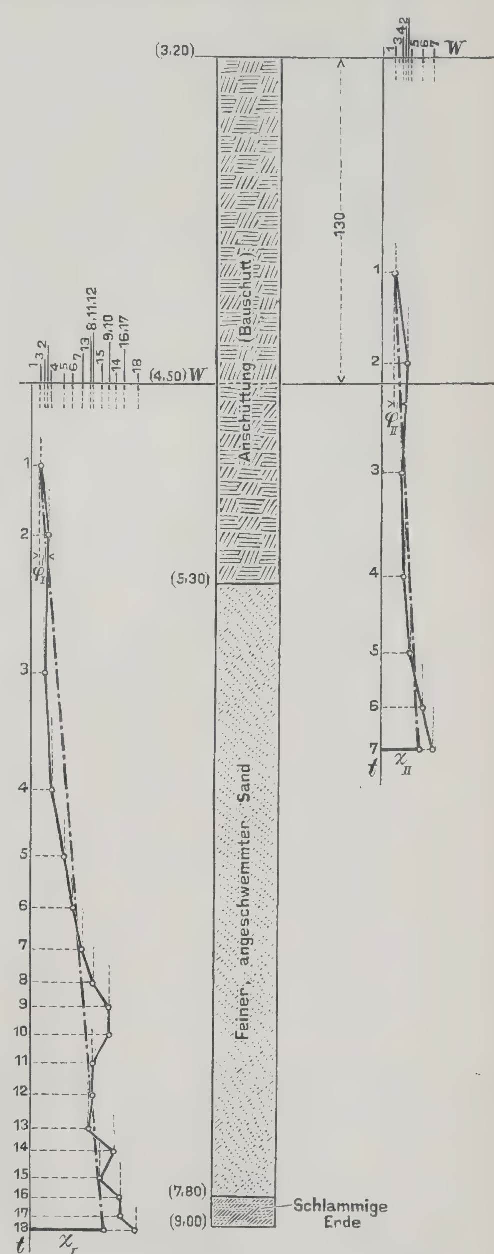


Abb. 190. Konuspfähle in Lemberg (weicher Boden).

[1]) Näheres siehe Beton u. Eisen 1909, Heft VIII, S. 196, die Arbeit von Kafka.

[2]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1909, Nr. 15, siehe auch Beton u. Eisen 1910, wo das fertige Bauwerk beschrieben.

die Fundierung einen ganz bestimmten Kostenaufwand angeben konnte, ohne Rücksicht auf die sonst mögliche Überschwemmungsgefahr. Auch hier finden sich zwei Pfähle auf ihre statischen Eigenschaften hin untersucht, und ist für diesen Fall die Größe φ mit 245 bezw. 285 kg für 1 cm bestimmt worden. Eine Belastungsprobe wurde mit 35 t durchgeführt (siehe Abb. 187, Kurve C) und so die maximale Länge vorausbestimmt, bis zu welcher der Pfahl eingerammt werden muß, um die erforderliche Tragfähigkeit zu erreichen. Es war somit diese wissenschaftliche Untersuchung mit eine Voraussetzung für die Abgabe eines bestimmten Kostenvoranschlags, und zeigt uns dies die Vorteile der Methode selbst für jenen Fall, wo ein tragfähiger Boden vorliegt, der die Mauerfundamente direkt hätte tragen können. In Abb. 191 ist die statische Widerstandslinie des Pfahles I nach Angaben des Herrn Kafka dargestellt. Es ist der Versuch gemacht worden, in derselben die Wirkung des vermehrten Konus anzudeuten, indem man die Widerstandslinie proportional mit dem zunehmenden Durchmesser des Pfahles verschoben hat. Doch selbst auch dann bleibt eine auffallende Unstimmigkeit übrig zwischen der Widerstandslinie und der zu ihrer Ausgleichung von Kafka angenommenen Geraden. Bei diesen Bodenarten genügt anscheinend selbst diese geringe Konizität, um die Möglichkeit des Eintreibens mit einem bestimmten Rammapparat zu erschöpfen und sehr bald jene äußerste Grenze des Widerstandes zu erreichen, die wir mit W_m bezeichnen (siehe hierüber die ausführliche Darlegung im folgenden Abschnitt: Tiefgründungen), und bei welcher Grenze die Eindringung bei nahezu zylindrischen Pfähle gleich 0 wird. Bei konischen Pfählen setzt sich die Rammwirkung, bei dieser Grenze angelangt, in Zusammendrückung der Bodenschichten fort, und zeigt deshalb die statische Widerstandsline sehr bald einen nahezu parallelen Verlauf mit der Y-Achse. Der große Vorteil der Konizität kann also unter Umständen den Nachteil in sich bergen, daß bei der Tragfähigkeit solcher Pfählen gewisse, weniger vollkommenere Bodeneigenschaften sich geltend machen, und zwar umsomehr, je stärker konisch der Pfahl geformt ist. Man sollte daher auch hier die Vor- und Nachteile der Anordnung erwägen und sie zu erforschen trachten.

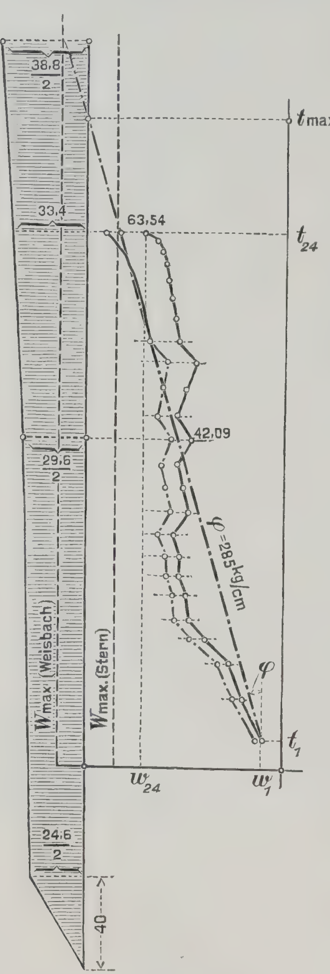


Abb. 191.[1]) Konuspfahl in Marburg (fester Schotter).

Beispiele von schwebenden Pfahlgründungen mit gewöhnlichen Pfählen.

Mit Rücksicht darauf, daß man in der Praxis zylindrische Pfähle schwebend anzuordnen nicht zuläßt oder sich doch den Anschein gibt, als ob dies nicht zulässig wäre, so sollen dieselben einheitlich im Abschnitt „Tiefgründungen" behandelt werden. Hier seien nur noch zwei Beispiele angeführt, bei denen der eigentlich tragende Teil eine Platte ist, die durch Pfähle nur unterstützt wird, um ihre Tragfähigkeit zu vermehren.

[1]) Die Darstellung ist im Sinne der Auftragung der Eindringungstiefen t eine umgekehrte wie Abb. 190.

Abb. 192 zeigt ein von der Firma Diss u. Co. in Genua ausgeführtes Silo[1]) in Livorno. Die Silos von 12 m Höhe, die auf ehemaligen Meeresgrund, wenige Meter vom jetzigen Ufer entfernt zu stehen kamen, konnten nicht mittels Tiefgründung fundiert werden, da sich bis in größter Tiefe angeschwemmter Schlammgrund vorfand. Es wurde deshalb eine Betonplatte entworfen, die sich selbst das Gleichgewicht finden sollte, indem sie unter dem Druck in den Boden auf ein gewisses, mit etwa 40 cm nach Versuchen veranschlagtes Maß einsinken sollte. Zur Führung einerseits und Vergrößerung der Grundfläche wurde außerdem für je 2 m² ein etwa 2 m langer Betonpfahl angeordnet. Auf diese Weise konnte eine Bodenbelastung von rd. 1,2 kg für 1 m² angenommen werden. Die Betonplatte selbst wurde kreuzweise bewehrt, und zwar unten (infolge der Last der gefüllten Silos) und oben (infolge Auftriebs bei leerem Silo, jedoch gefülltem Nachbarsilo). Vor allem war man jedoch auf eine gute Verbindung von Boden und Silowänden bedacht, um so eine sichere Einspannung von Boden und Wand sowie auch an den gefährlichsten Stellen, am Umfang, eine möglichst hohe Sicherheit gegen Risse durch Abscheren und infolge Bodensenkungen zu haben. Daher wurden die vertikalen Einspannungseisen der Umfassungswände der Silos bis auf Bodenunterkante geführt und waren dort selbst horizontal, abwechselnd nach innen und nach außen 2,25 bis 2,75 m abgebogen. Dadurch ist eine gegenseitige Einspannung noch in erhöhtem Maße vorhanden, da ja die Belastung auf den anderen Teil durch das Einspannungsmoment in für die Konstruktion günstigem Sinne wesentlich beeinflußt. Aus Sicherheitsgründen wurde jedoch darauf weiter keine Rücksicht genommen.

Die Berechnung geschah wie folgt: Das Gewicht des Zementinhalts wurde infolge der Reibung zwischen Wand und

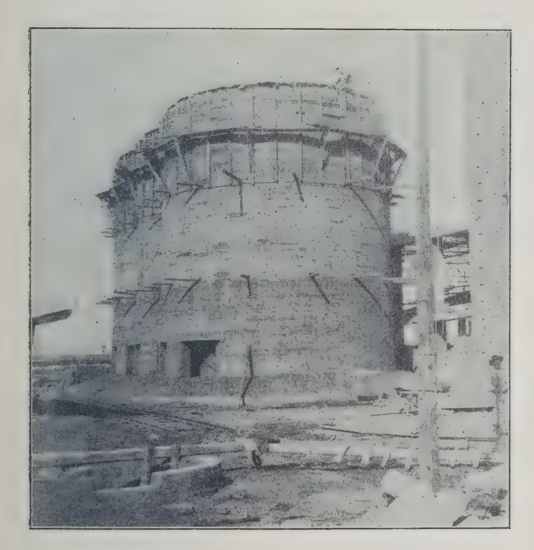


Abb. 192a. Zement-Silo bei Genua.

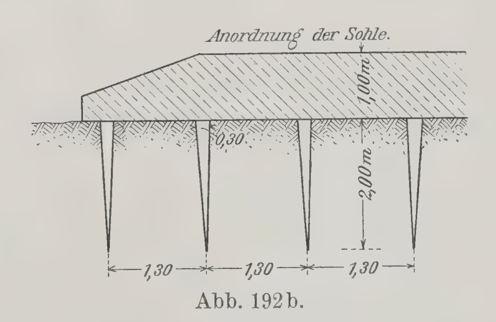


Abb. 192b.

Material (die Wand bleibt unverputzt, so daß die volle Reibung zwischen Beton und Zement zur Geltung kommt), gemäß Beton-Kalender 1908, II. Teil, S. 249 zu

$$N = \frac{p_{\max}}{\operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{3660}{0,22} = 16\,800 \text{ kg/m}^2$$

angenommen.

Dem Moment entspricht bei einer 1 m hohen Platte einem Eisenquerschnitt von rd. 16 cm = 12,5 kg/m². Es wurden daher über die ganze Sohle durchgehend unten kreuzweise nach jeder Richtung je 5,5 kg, zusammen 11 kg/m², oben wegen des

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft XII, S. 279.

Auftriebs und gleichzeitig, um eine doppelt bewehrte Platte zu erhalten, nach jeder Richtung kreuzweise je 2,5 kg, zusammen 5 kg für 1 m², eingelegt. Außerdem reichten noch die Einspannungseisen, und zwar alle 65 cm 1 R.-E. 13 mm und alle 9 cm außerdem 1 R.-E. 15 cm je 2,75 m nach innen und alle 18 cm 1 R.-E. 15 mm je 2,25 m nach außen. Am Umfang war daher ein Eisenquerschnitt von 14 cm unterer und 6,5 cm oberer Bewehrung, im ungünstigsten Falle $\frac{20{,}5}{\sqrt{2}} = 14{,}5$ cm²; außer dem Einspannungseisenquerschnitt von alle 65 cm 1 R.-E. 13 mm = 2 cm² und alle 9 cm 1 R.-E. 15 cm, was etwa 19,6 cm entspricht = 19,5 cm², zusammen 36 cm².

Bei Vernachlässigung der günstigen Gegenwirkung der Erdreaktion stellen sich die Verhältnisse bezüglich Abscherung des Bodens am Umfang, woselbst ja die stärksten Schubspannungen auftreten, ungefähr folgendermaßen:

$$16\,800 \text{ kg} \cdot 78 \text{ m}^2 = \text{etwa } 1\,300\,000 \text{ kg},$$

verteilt auf den Umfang von 31,4 m = 41 500 kg für 1 m Umfang. Die Betonfläche von $100 \cdot 100$ cm² vermehrt um die im Verhältnis des Elastizitätsmoduls $n = 10$ vergrößerte

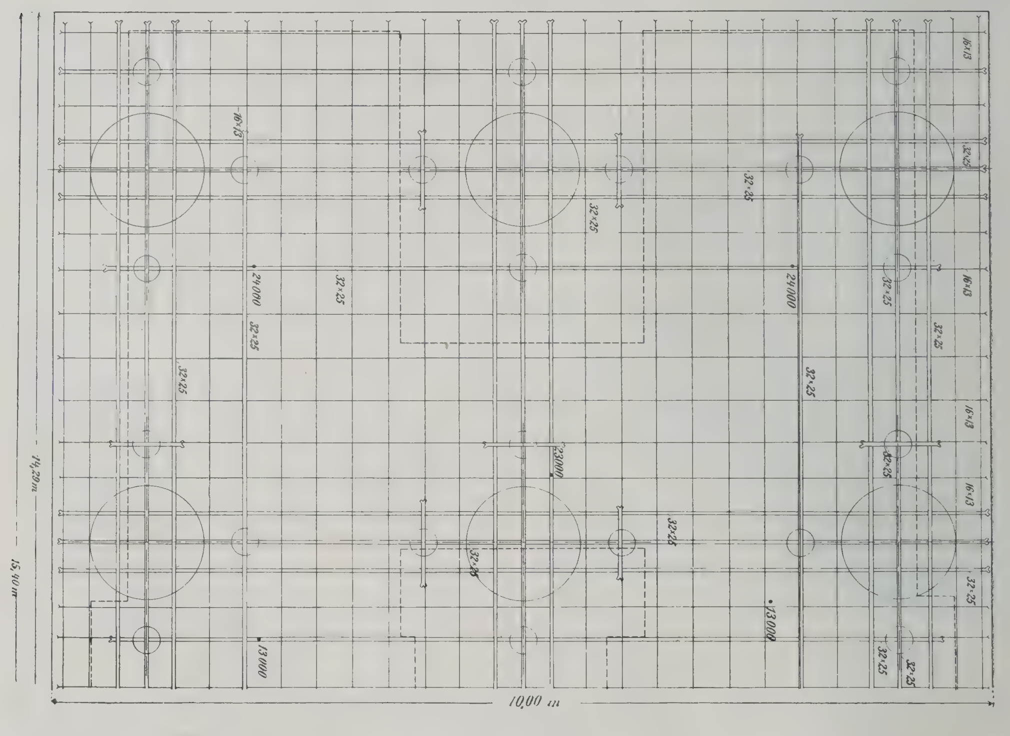


Abb. 193a.

Eisenfläche $10 \cdot 36 = 360$ cm² ergibt daher eine Abscherfläche von 10 360 cm², somit die Scherspannung $t = \frac{41\,500}{10\,360} = 4$ kg/cm² erzielt wird. Die außerdem zahlreich eingelegten Bügel garantieren jedoch einen tatsächlich weit geringeren Wert der auftretenden Beanspruchungen.

Die jetzt schon fast ein Jahr stehenden Silos haben während dieser Zeit keine Spur von Rissen, Durchbiegungen usw. gezeigt.

Ein zweites Beispiel zeigt eine Ausführung von Ed. Coignet, Paris (Abb. 193). Es ist eine Fundamentplatte eines Maschinenhauses in Lavallois-Perret bei Paris; dieselbe

Abb. 193 b. Maschinenfundament in Paris.

hat Einzellasten von 13 bis 44 t zu tragen. Die Platte selbst ist 15,4 m auf 10 m und hat eine Stärke von 50 cm. Dieselbe ist beiderseitig mit einem Netz von Rundeisen bewehrt, die 25 bis 32 mm Durchmesser haben und durch 6 mm-Bügel verbunden sind man hat die Platte an jenen Stellen, an welchen sie am meisten beansprucht ist, unterstützt, indem man dort je einen Brunnen und einen Kranz von Pfählen, wie die Abb. 193a zeigt, angebracht hat. Die Bewehrungen wurden mit Rücksicht auf diese Unterstützungspunkte angeordnet.

Ein weiteres Beispiel dieser Art stellt uns das Lagerhaus Deutscher Konsumvereine im Düsseldorfer Hafen[1]) dar, wie es von der Allg. Hochbau-Ges. ausgeführt worden ist (Abb. 194).

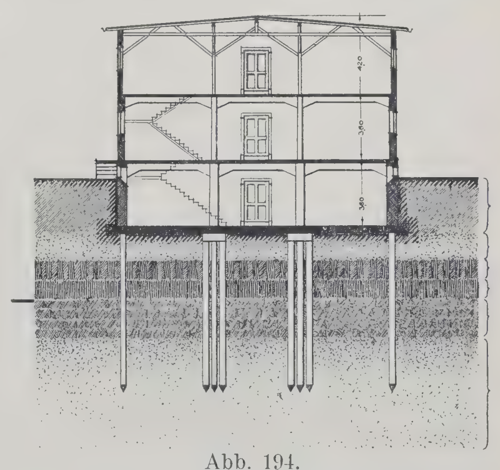


Abb. 194.
Lagerhaus der Großeinkaufs-Gesellschaft Deutscher Konsumvereine, Düsseldorf-Hafen.

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, IV. Band, 2. Teil, erste Auflage, S. 316.

Man ist in diesem Falle besonders vorsichtig vorgegangen. Unterhalb der Eisenbetonplatte finden sich durch Bankette verbundene Eisenbetonpfähle, die in festen Boden hinabreichen und allein imstande gewesen wären, die Fundamentlast aufzunehmen.

Von sonstigen Mitteln, welche die Tragfähigkeit von Pfählen sicherstellen sollen, seien noch die Verbreiterungen erwähnt. Da dieselben jedoch am besten am Säulenfuß angebracht sind und so dem Ganzen den Charakter einer Tiefgründung verleihen, so werden wir auf diese Methode später in dieser Unterteilung ausführlich darauf zurückkommen.

Hier sei nur eine Lösung des Architekten Berang, Metz, erwähnt.

Er befestigt, wie in Abb. 194a ersichtlich, an einem fertigen Betonpfahl vier versenkte Klappen, die er beim Einrammen durch einen Hakenriegel festhält und erst in der gewünschten Tiefe entriegelt und durch weiteres Einrammen horizontal stellt. Die Abb. 194b stellt die Anwendung desselben Verfahrens bei an Ort und Stelle betonierten Pfählen dar, wo dann diese Klappen zwischen zwei Betonlagen eingeführt und durch das Betonieren auseinandergetrieben werden.

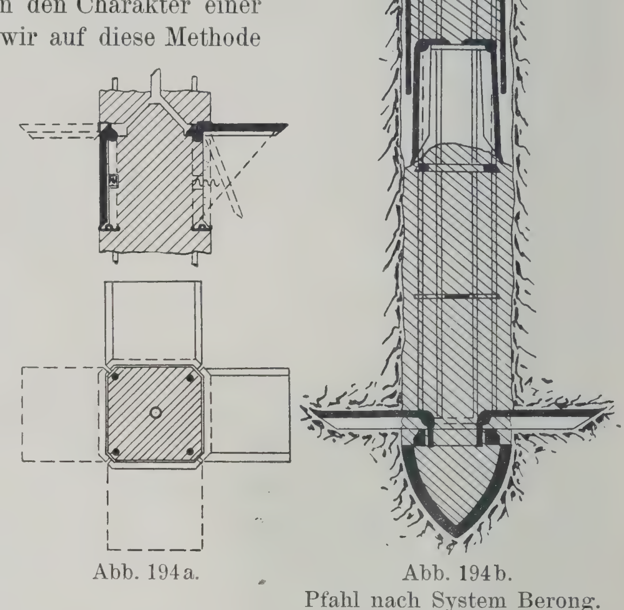


Abb. 194a.

Abb. 194b. Pfahl nach System Berong.

Bodenanker und Zugpfähle.

Die Vorteile der Formgebung bei Eisenbetonpfählen kommen insbesondere bei jenen Fällen zur augenscheinlichen Geltung, wo der Pfahl nicht nur eine Druckkraft, sondern auch eine Zugkraft auszuhalten hat, die oft abwechselnd auf sie einwirkt. Derartige Zugkräfte treten selbst beim gewöhnlichen Grundbau zutage, und es ist hinreichend bekannt, daß in gewissem Erdreich die natürliche Konizität der Holzpfähle genügt, um diese nach dem Eintreiben zum Aufsteigen zu zwingen, in ähnlicher Weise, wie dies ein in Wasser untergetauchter Holzstab tut. Zur Erklärung dieser Erscheinungen kann man nur bei ganz flüssigem Material den Auftrieb heranziehen. Es genügt hierbei, auf das in der Abb. 163 dargestellte Experiment von Engels zu verweisen und dasselbe dort gebrauchte Mittel anzuwenden.

Bei Pfählen, die Schichten durchbrechen sollen, die zeitweise flüssig sind, wird es im allgemeinen genügen, wenn man diesen Teil des Pfahles zylindrisch gestaltet, beziehentlich dort eine verkehrt konische Formgebung vermeidet.

Ganz anders ist aber die Sachlage, wenn der Pfahl außer dem Erddruck noch vertikalen Kräften ausgesetzt ist und ihnen Widerstand leisten soll. Diese Aufgabe wird sich überall dort wiederholen, wo wasserdichte Gefäße, wie z. B. Keller, Schleusen, Wehre und Kanalböden, Siele u. dergl., die einem bestimmten Wasserauftrieb ausgesetzt sind, in ihrer Höhenlage erhalten bleiben sollen und dies durch ihr Eigengewicht allein nicht erzielt werden kann. In diesem Falle muß man zu

den sogenannten Bodenankern greifen, und ist dies bisher in der Weise geschehen, daß man entweder die Zugfestigkeit zylindrischer Pfähle ausgenutzt hat oder Platten versenkte, an die der betreffende Boden in ähnlicher Weise verankert wurde, wie dies bei Bohlwerken üblich ist. In solchem weichen Terrain hat man wohl auch Holzpfähle bereits mit dem Wipfelende nach oben eingerammt.

Die freie Formgebung des Eisenbetonpfahls läßt die letztere Lösung nicht nur zu, sondern erlaubt eine jeweilige Anpassung an die lokalen Anforderungen des Bodens sowie Flüssigkeitsgrad und -dichte, ja sogar an die wechselnde Erscheinung dieser Art in den einzelnen Schichten.

Ein Beispiel dieser Art bietet uns die Unterführung einer Landstraße unter den holländischen Staatsbahnen bei Utrecht.[1]) Hier handelt es sich darum, zwischen den Durchfahrtsöffnungen einer seit Jahren bestehenden Eisenbahnbrücke einen Straßentunnel im versenkten Niveau zu legen. Die Lösung durfte die Stützmauern der Eisenbahnlinie in keiner Weise gefährden, und so gelangte man zur Annahme eines von Ingenieur A. W. C. Dwars aufgestellten Entwurfes, dessen Durchführung von den Amsterdamer Cement-Ijzer-Werken besorgt wurde. Nach dem Entwurf ist die Straße in ein wasserdichtes Reservoir verlegt (Abb. 196a) von 21 cm Boden- und 10 bis 14 cm Wandstärke. Dasselbe war natürlicherweise einem sehr starken Auf-

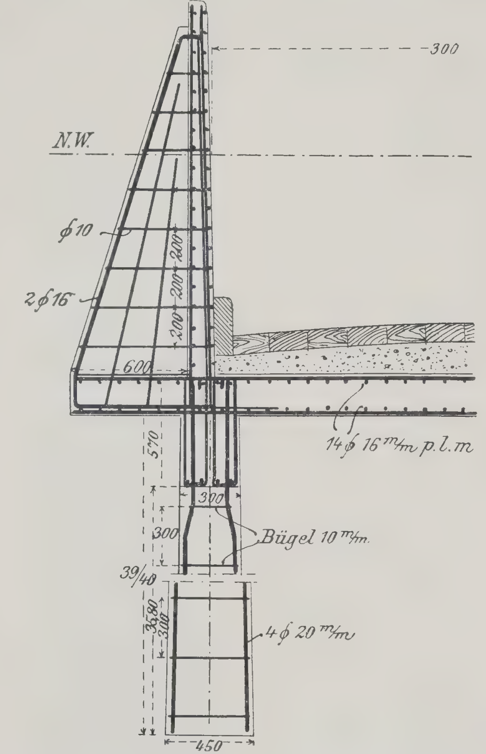


Abb. 196a. Unterführung einer Landstraße bei Utrecht. Abb. 196b.

trieb ausgesetzt, wie aus folgenden Ziffern hervorgeht. Die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 164 m. Hiervon sind 42 m in der Mitte horizontal, und zwar 1,93 m unter der Oberkante. Auf diese Weise ist eine lichte Höhe von 3,85 m unter der Eisenbahnbrücke geschaffen worden. Die beiden Seiten steigen mit einer Neigung von 1 : 40 an. Die Unterkante des Bauwerks ist an seiner tiefsten Stelle 1,34 m unter Rheinpegel. Der höchste Wasserstand ist + 0,4 m, der Wasserdruck beträgt demnach 1,74 m. Der Boden der Unterführung ruht auf drei Längsschwellen (Abb. 196b), die ihrerseits auf konischen Eisenbetonpfählen von 7 m Länge in Abständen von 2 m aufliegen. Die Stärke der Pfähle ist oben 30 cm, unten 40 cm im Geviert. Die Pfähle wurden aus Beton im Verhältnis 1 : 1,5 : 1,5 stehend hergestellt und einen

[1]) „De Ingenieur" 1906, Nr. 33, 18. August.

Monat vor Verwendung aufbewahrt. Die Versenkung der Pfähle geschah mit Hilfe eines Blechzylinders von 90 cm Durchmesser und entsprechender Länge, den man durch Ausbaggern in den Boden versenkte. In den versenkten Zylinder stellte man dann den fertigen Pfahl, füllte den Zwischenraum mit Sand aus, indem man gleichzeitig den Zylinder wieder emporzog.

In einer Reihe von anderen Fällen ist man mit der Formgebung weitergegangen und hat man zu Widerhaken an der Pfahlspitze und sogar zu ganz sägeförmigen Profilen gegriffen. Ein Beispiel dieser Art zeigt uns die Abb. 354 des IV. Bandes „Wasserbau" dieser zweiten Auflage. Dieselbe stellt das Leitwerk an der Eisenbahndrehbrücke im Ruhrort-Duisburger Hafen dar. Schließlich sei noch ein von Professor Dr. Zielinski-Budapest verwendetes Beispiel erwähnt. Derselbe hat beim Bau des Stauwehrs in Bökeny sich der in der Abb. 197 dargestellten Pfähle zur Verankerung der Sohle mit bestem Erfolge bedient. Die Pfähle sind mittels Wasserspülung abgesenkt worden und be-

Abb. 197b. Abb. 197a. Abb. 197c. Querschnitte.

Zugpfähle beim Stauwehr in Bökeny.

durften außer ihrem Eigengewicht keiner Nachhilfe. Der Schwemmsand schloß sich über den Zacken fest zusammen und bildete eine vortreffliche Verankerung gegen Zug. Die Bauleitung hat sich von der Widerstandsfähigkeit der Pfähle durch besondere Hebeversuche überzeugt. Die Einzelheiten der Formgebung zeigt uns die Abb. 197b, die Bewehrung ist in Querschnitten der Abb. 197c zu entnehmen.

In gleicher Weise ist es möglich, den Pfahl durch entsprechende Formgebung auch gegen seitliche Kräfte widerstandsfähiger zu machen. Bezüglich der Berechnung solcher Pfähle sei auf die ausgezeichnete experimentelle Darlegung und Berechnung in der Abhandlung von Engels und Mohr im Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, S. 273 u. 649 verwiesen. An Hand dieser Experimente und Rechnungsergebnisse ist es unschwer festzustellen, welche Abmessungen sich für seitlich beanspruchte Pfähle besonders eignen, und daß es möglich ist, durch eine entsprechende Verbreiterung senkrecht auf die Zugrichtung die Standfähigkeit des Pfahles wesentlich zu erhöhen. Das Eingehen auf diese Einzelheiten muß jedoch einer besonderen Abhandlung vorbehalten bleiben. Hier sei nur auf die Mitteilungen über das Hafenbecken in Ruhrort im Band IV der zweiten Auflage, Kapitel Wasserbau, auf S. 111, Abb. 225 u. 226 verwiesen[1]) und zur Kennzeichnung der Widerstandsfähigkeit von Pfählen gegen Seitenkräfte folgender praktischer Versuch angeführt, der mit dazu beigetragen hat, die Landungsstege in Brunswick, Ga., anstatt in Holz in Eisenbeton auszuführen, trotzdem dieser Hafen ein Stapelplatz der schönsten amerikanischen Hölzer ist. Bezüglich der Einzelheiten des Versuchs sei auf einen Vortrag des Ingenieurs Cannon vor der Bostoner Gesellschaft der Zivil-Ingenieure, September 1908, verwiesen. Nach demselben wurde eine Kette 2,40 m über dem Erdboden an den mittels Spülung abgesenkten Pfahl befestigt und der Versuch gemacht, den Pfahl mit Hilfe der Rammvorrichtung zu brechen. Der Holzpfahl brach auf den ersten Versuch, der Eisenbetonpfahl beim zwölften und, wie es sich herausstellte, nur deshalb, weil eine schlechte Schweißstelle in den Längseisen war. Das gleiche Resultat hatten Versuche mittels Rammen durch Schiffe.

System Compressol (Grundstößelramme).

Bei diesem von Dulac angegebenen und im größeren Maßstabe zuerst bei der Weltausstellung Paris 1900 angewendeten Verfahren wird mittels sogenannter Grundstößel ein Brunnen in dem Erdboden eingerammt und werden durch spätere Einrammung von Betonlagen Pfeiler aufgeführt. Man bedient sich zu diesem Zwecke eines etwa 17 m hohen Rammgerüstes mit Grundstößeln von der in der Abb. 198a dargestellten Form, die teils zur Herstellung dieser Höhlung, teils zum Hineinrammen des Füllmaterials Verwendung finden.

Die Herstellung des Hohlraums für den Pfeiler geschieht durch einen konisch zugespitzten Bohrstößel *A* (Abb. 198), der etwa 15 m herabfällt. Nach Angaben von Dulac hat der kegelförmige Bohrer *A* 85 cm im Durchmesser und 2200 kg Gewicht, der eiförmige Stopfstößel *B* 80 cm im Durchmesser und 2000 kg Gewicht und der Probestößel *C* 80 cm im Durchmesser und 1500 kg Gewicht. Zur Befestigung an dem Aufzug der Ramme sind diese Stößel mit langen Stielen versehen, die in einem Knopf endigen. Ihre Form ist in den Abbildungen ersichtlich. Dieser Stiel wird von einer Knagge erfaßt, durch eine Krankette hochgehoben und mittels einer Auslösevorrichtung wieder fallen gelassen. Man ist auf diese Weise in die Lage versetzt, Brunnen von beträchtlicher Tiefe in verhältnismäßig kurzer Zeit herzustellen. Die Leistungsfähigkeit, d. i. die Raschheit, mit welcher die einzelnen Schläge folgen

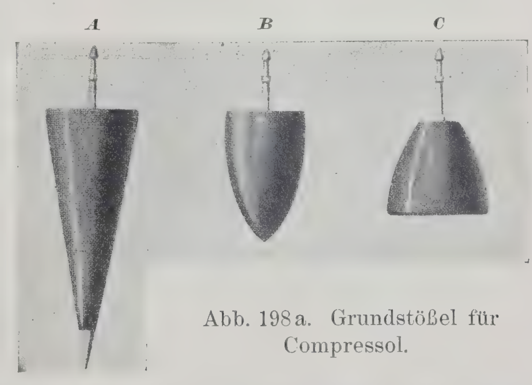


Abb. 198a. Grundstößel für Compressol.

[1]) Zentralbl. d Bauverw. 1909, Nr. 69 u. 70.

können, und die Tiefe der erzielten Einsenkungen hängen in so hohem Maße von lokalen Verhältnissen ab, daß allgemeine Angaben darüber nicht gemacht werden können. In zahlreichen Fällen wird bei entsprechend günstigem Terrain diese Maschine jeder anderen Form der Fundierung überlegen sein.

Falls die auf diese Weise hergestellten Pfeiler schwebend wirken sollen, also nur bis zu einem wenig tragfähigen Boden hinabreichen, wird oft eine Verbreiterung ihres Fußes gewünscht, was durch Einrammen von größeren Steinen vor der eigentlichen Betonierung erzielt wird. Falls die tieferen Schichten weich genug sind, so wird sich die in der Abb. 198b dargestellte Verbreiterung von selbst ergeben, entsprechend einer dort befindlichen weichen Schicht von 55 cm Höhe und sofern die Herstellung mit Rücksicht darauf durchgeführt wird. Bei den mir bekannten Beispielen, wo solche Pylonen nachträglich ausgegraben wurden, war dies nicht oder nur in geringem Maße der Fall, weil der Boden zu gleichmäßig war, um dies zu erzielen. Es büßt dann die Bauweise keinesfalls etwas Wesentliches an Güte ein, sondern nimmt schon mit Rücksicht auf den großen Durchmesser der in so einfacher Weise erzielten Pfeiler eine ganz hervorragende Stellung unter den übrigen Gründungsarten ein, da nur so die Einstampfung ohne besondere seitliche Sicherheitsvorkehrungen möglich ist. Doch gibt es natürlich auch Bodenarten, bei

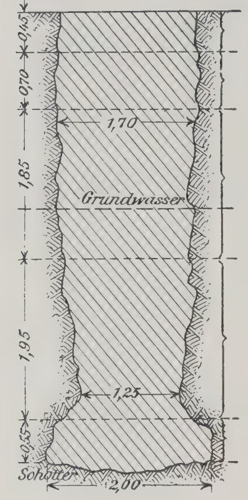
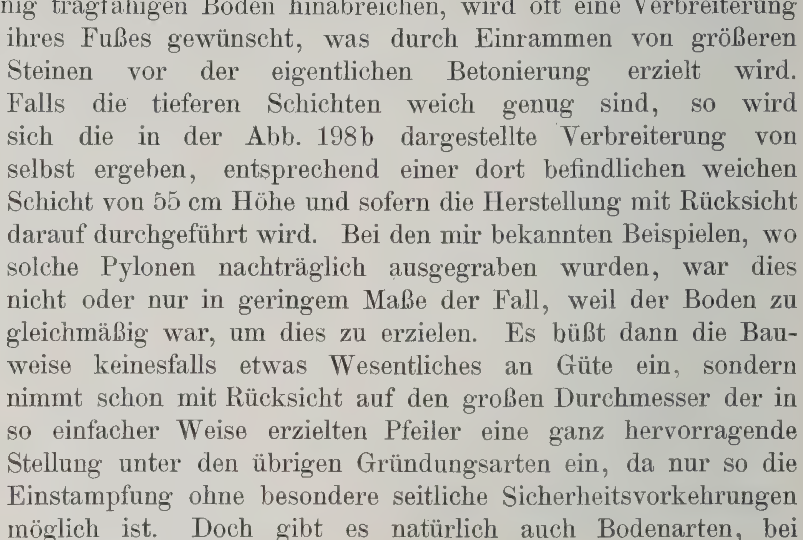


Abb. 198b. Form einer nachträglich ausgegrabenen Pylone.



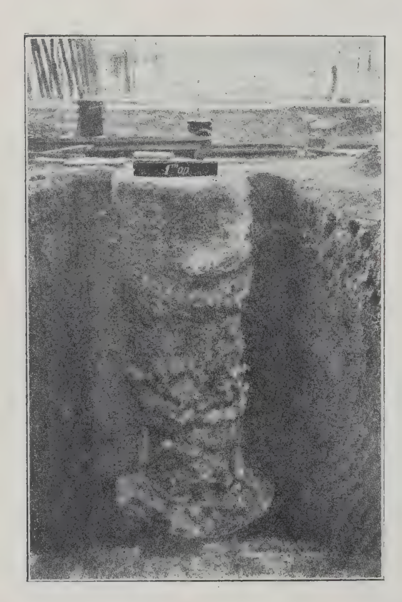


Abb. 198c. Beim Kunstpalast in Lüttich.



Abb. 198d. Zwillingspylone.

denen erst durch Einwurf von Ton und selbst durch eine Blechröhre nachgeholfen werden muß, um die Betonierung unbeirrt durchführen zu können.

Es wird oft mit großem Unrecht der Form des Fußes auch dort eine Bedeutung beigemessen, wo er ihn, wie in festem Terrain, selbst bei der

schwebenden Anordnung nicht besitzt. Kennzeichnend ist hierzu ein Parallelversuch, der kürzlich von dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Rußland bei einem Bau eines Viaduktes in Warschau ausgeführt worden ist. Dieser Bau umfaßt

Abb. 199a.

die Ausführung von etwa 1000 derartigen Fundamentpylonen für die Pfeiler eines Viaduktes, der als Zufahrt zu einer Stadtbrücke über die Weichsel dienen soll. Die Versuche mit ruhender Last (Abb. 199a) hatten bei einer Belastung von 180 t eine Senkung von 4,7 mm ergeben, von welchen sich bei der Entlastung 2 mm als bleibend herausstellten. Dieser Last entsprechen 18 kg/cm² auf dem Pfeilerkopf. Um nun zu wissen, inwieweit der Pfeilerfuß, welcher die in der Abb. 199b gezeichnete Form hatte, zuverlässig ist, wurde der Pfeiler allseitig bis zum

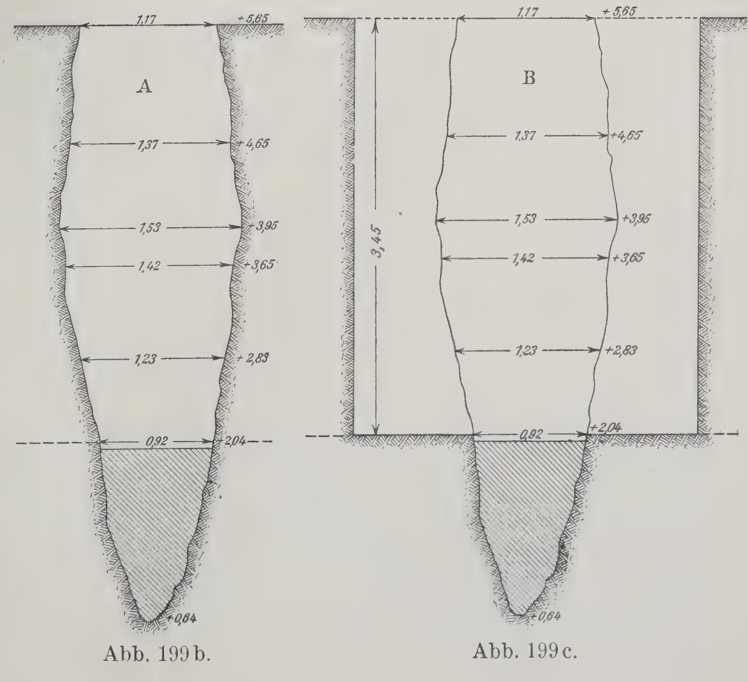


Abb. 199b. Abb. 199c.

Grundwasserspiegel bloßgelegt (Abb. 199c) und neuerdings mit 140 t belastet. Diese neuerliche Belastung ergab eine Setzung von 3,4, also im ganzen 5,4 mm, die bei Entlastung auf das ursprüngliche Niveau von 2 mm bleibende Zusammendrückung zurückging. Die Mantelfläche der bloßgelegten Spitze war mit etwa 10 kg beansprucht, und diesem Druck hat das durch die Pfählung komprimierte Material gut Widerstand geleistet.

Es ist nicht uninteressant, auch der dynamischen Proben Erwähnung zu tun. Der Probestößel von 1500 kg wurde auf den Kopf des Pfahles aus 5 m Höhe herabfallen gelassen. Die von ihm geleistete Arbeit betrug $1300 \times 500 = 650\,000$ kgcm. Die Oberfläche des Probestößels beträgt 5026 cm². Senkt sich die Pylone unter diesem Stoß um 2 mm, so entspricht das einer Widerstandskraft von

$$\frac{650\,000}{2} = 325\,000 \text{ kg} \quad \text{bezw.} \quad \frac{325\,000}{5026} = 65 \text{ kg/cm}^2.$$

In dem Vortrage von G. Humruz im Österr. Ing.- u. Arch.-Ver., April 1907, nimmt derselbe an, daß etwa die Hälfte hiervon verloren geht und der zulässige Widerstand der Pylone demnach 32,5 kg/cm² beträgt. Solche Rechnungen können nur dann angeführt werden, wenn sonst kein anderes Material vorliegt, weil der Ziffer vielleicht ein Vergleichswert unter ganz genau denselben Verhältnissen innewohnen könnte.

Es sei deshalb auch eine Reihe von Versuchen in Namur (Belgien) beim Bau einer Bogenbrücke von 52 m Spannweite angeführt, die mit demselben Probestößel von $R = 1400$ kg und 5000 cm² Fläche ausgeführt wurden und das folgende Resultat ergaben.

Nummer der Pylone	Fallhöhe h m	Ziehen nach dem 1. Schlag m	2. Schlag m	3. Schlag m	τ Mittel m	Widerstand für 1 cm² $K = \frac{Rh}{2\tau F}$ kg
36	4,700	0,035	0,015	0,010	0,020	32,9
35		0,025	0,015	0,035	0,025	26,3
46		0,020	0,010	0,010	0,013	49,4
43		0,010	0,020	0,020	0,016	39,6
57		0,015	0,010	0,030	0,018	34,9
54	4,910	0,010	0,010	0,015	0,011	56,8
25		0,015	0,015	0,010	0,013	52,5
10	4,100	0,025	0,015	0,013	0,018	37,1
3		0,015	0,020	0,015	0,016	35,9
2		0,010	0,020	0,025	0,018	32,3
			Zulässige Widerstandskraft zum Mittel			39,8

Gleiche, ganz geringe Setzungen hat eine vom Schreiber dieses durchgeführte Probe[1]) mit ruhender Last trotz wiederholter Entlastungen ergeben. Die Belastungsanordnung in diesem Falle zeigt die Abb. 200a. Die in diesem Falle besonders sorgfältig durch Ausgrabung ermittelte Form des Pfahlfußes hat die dort dargestellte Form. Die Belastung erstreckte sich bis zu 167,5 t, und dieselbe ergab den in Abb. 202b dargestellten Verlauf. Die größte Zusammendrückung betrug 18 mm, die bei Entlastung auf 16,7 mm zurückging. Zum Zwecke der Beobachtung wurde

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft III, S. 49.

eine Röhre in die Belastungsvorrichtung eingeführt, die es ermöglichte, jeweilig eine Meßlatte auf den Pylonenkopf zu stellen und die Lage desselben genau einzunivellieren, wie aus dem Grundriß ersichtlich.

Die Abb. 200a zeigt den Querschnitt durch die Pylone und den von mir angewendeten Belastungsapparat, der es ermöglicht hat, mit diesen ungeheuren Lasten auch Untersuchungen anzustellen, wie auf den Gründungskörper Entlastungen wirken,

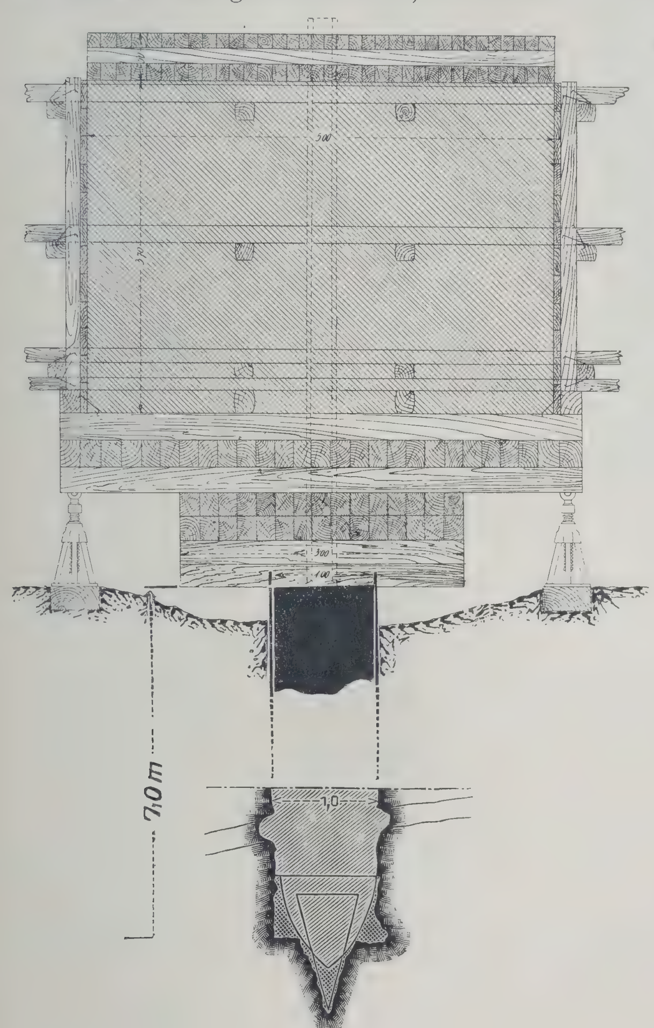
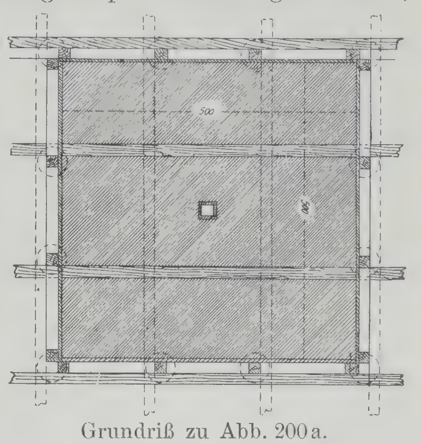


Abb. 200a.



Grundriß zu Abb. 200a.

ein Vorgang, der als ein Ersatz für die oft undurchführbaren Proben von entsprechender Höhe und langer Zeitdauer angesehen werden kann. Als Belastungsmaterial diente der am Bauplatz vorhandene Schotter,

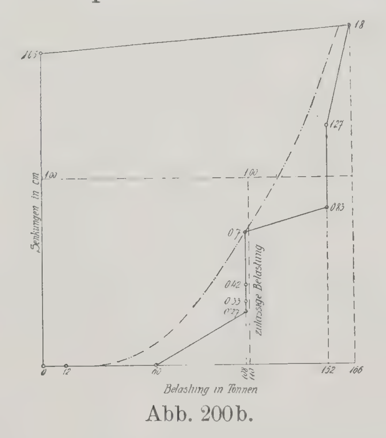


Abb. 200b.

und derselbe wurde lagenweise in den zu diesem Zweck erbauten Holzkasten eingebracht. Der Holzkasten stand auf starken Holztramen, die nach Bedarf durch Schraubenspindeln gehoben und gesenkt werden konnten. Der Versuch bezieht sich auf das in der Abb. 160 dargestellte Gebäude, auf den Bauplatz, den uns Abb. 200c und früher bereits Abb. 17 zeigt. Die betreffende Pylone ist seitens des Wiener Stadtbauamts beliebig ausgewählt worden. Die Form des Fußes wurde durch Ausgrabung festgestellt. Auch hier beträgt die nachgewiesene Setzung von 18 mm etwa $\frac{1}{400}$, die Last etwa 22 kg/cm². Es ist

also auch hier die Setzung viel geringer, als wenn der Pfeiler ganz allein stehen würde und die ganze Last bis auf den Pfeilerfuß herabginge. Sie ist aber natürlich auch weitaus geringer, als wenn die Last direkt auf den Boden übertragen würde. Der Versuch beweist also, wie nicht so bald ein anderer, die Zweckmäßigkeit.

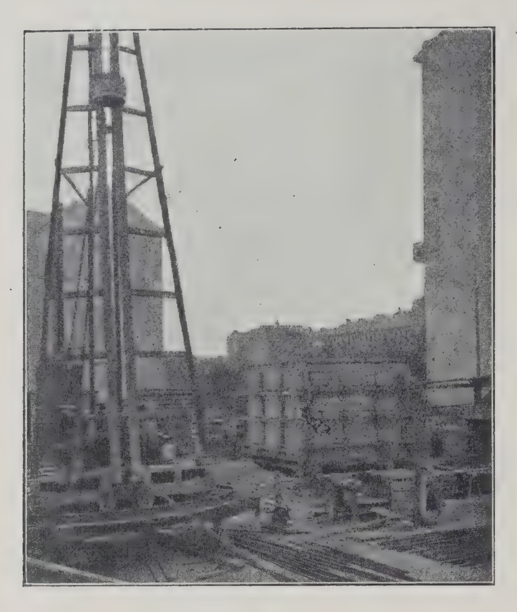


Abb. 200c.

Gegenüber diesen ganz überraschend schönen Resultaten bleibt als einziges unbehobenes Bedenken zurück, daß es für den überwachenden Ingenieur an einem Maßstabe mangelt, auf Grund dessen er die Arbeit so regulieren könnte, daß er auch nur annähernd weiß, wann er die Fortsetzung der Rammung einstellen kann, wie dies bei den gewöhnlichen Schlagrammen üblich ist. Wir werden später gelegentlich der Pfahlrammformeln Anlaß haben nachzuweisen, wie bescheiden man hierbei ist. Der Ingenieur nimmt, mangels etwas Besseren, selbst eine recht fragwürdige Regel in Kauf. Nur dort, wo noch keine Regel gefunden wurde, macht es Schwierigkeiten, und zwar mit einer gewissen Berechtigung. Die Compressol-Gesellschaft beruft sich solchen Wünschen gegenüber auf die oben erwähnte Rechnung und auf ihre praktische Erfahrung. Wir übrigen, die wir über diese Erfahrung nicht verfügen, müssen zunächst unter Hinweis auf das in der Folge beschriebene Verfahren zugeben, daß die gewöhnlichen Rammen einerseits solche Kraftäußerungen nicht besitzen, und anderseits, daß sie noch weniger mit derselben die Pfahlspitze erreichen, mit der im vorliegenden Falle allein gerammt wird. Auf diese Weise ist es möglich, eine unvergleichlich große Zusammendrückung längs dem ganzen Pfeilerumfang, aber ganz besonders am Pfeilerfuß zu erzeugen und so die Grundfläche im weiten Umkreise

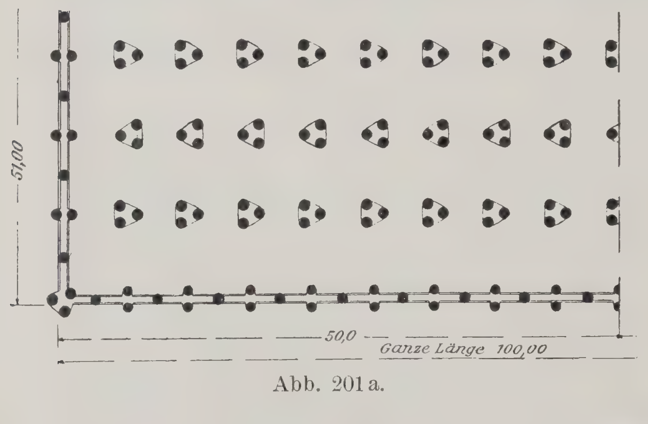


Abb. 201a.

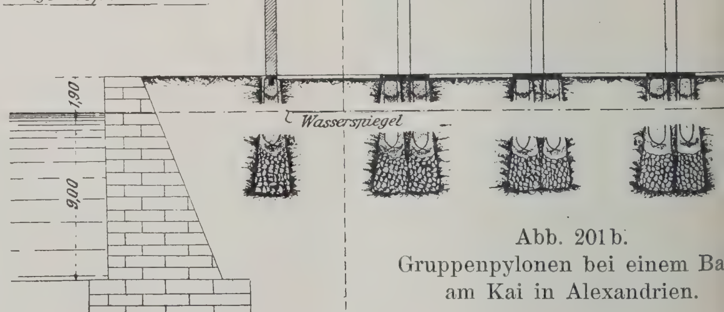


Abb. 201b.
Gruppenpylonen bei einem Ba[u] am Kai in Alexandrien.

der Rammung zum Tragen heranzuziehen. Es ist daher auch die Behauptung nicht unbegründet, daß es für die Festigkeit des Bodens genügen müßte, die durch den Compressolbohrer erzeugten Löcher einfach mit Steinen und Schotter voll zu

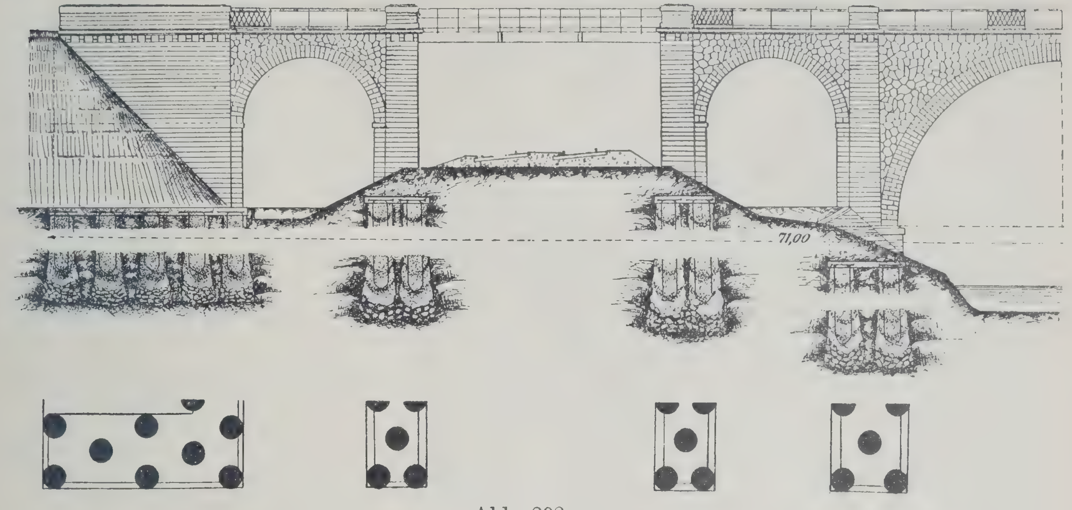


Abb. 202 a.

stampfen, wie dies auch tatsächlich, freilich nur bei wenig wichtigen Bauten geübt wird. Die auf diese Weise durch Compressolpylonen erzielte Verdichtung ist eine ungleich größere als durch eine gewöhnliche Pfählung. Wenn also in Wien z. B. für die Pylone nach Abführung der Belastungsprobe eine zulässige Belastung von

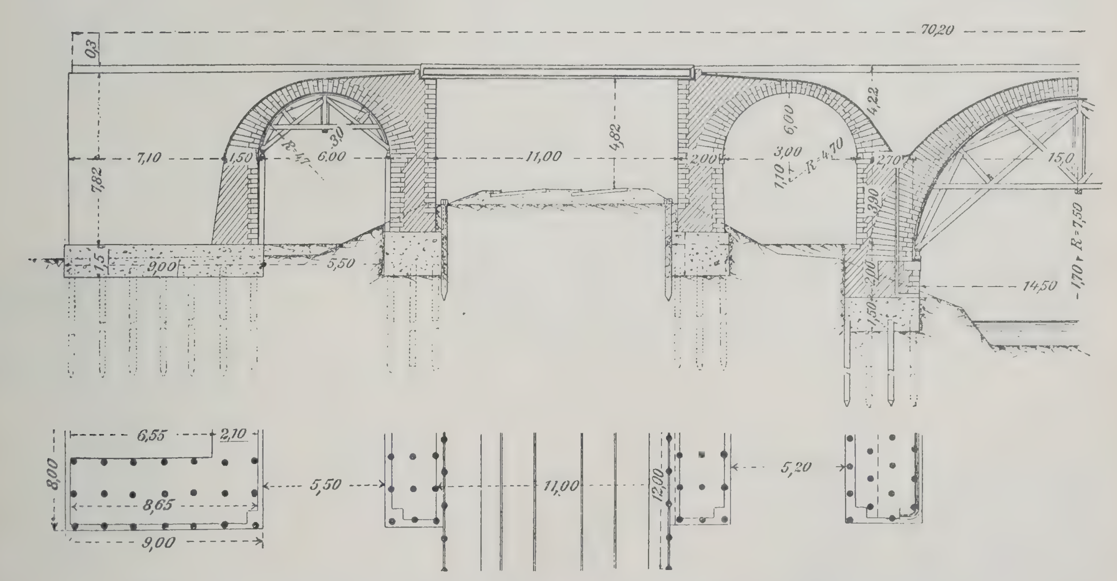


Abb. 202 b. Vergleichender Grundriß bei Pfählung und Compressolpylonen.

110 t in Aussicht genommen war, entsprechend einem Druck am Pfeilerkopf von 15 kg/cm², so darf nicht übersehen werden, daß diese eine Pylone einer Pfeilergruppe von etwa 10 Pfählen von 32 cm Durchmesser entsprechen würde, die aber dann nur

mit 11 t belastet werden. Da wir aber im Hochbau einzelne Pfähle mindestens mit 25 t belasten, so ergibt diese Bauweise schon deshalb eine zweimal so große Unterstützungsfläche und eine noch höhere Sicherheit. Um eine noch größere Stabilität beim Compressolverfahren zu erzielen, bedient man sich gekuppelter Pylone (Abb. 199c), und ist in Abb. 201 ein Beispiel der Dock- und Magazinbauten in Alexandrien mit 3 gekuppelten Pylonen dargestellt. Überall dort, wo ein Verband zwischen der Gründung und dem Aufbau nötig erscheint, kann dies durch Einlage von Bewehrungen in die Pylone erzielt werden und können diese ihrerseits durch Verbindung mit einer bewehrten Platte oder eines Eisenbetonträgers zu einem starren Ganzen verbunden werden. Die Vorteile dieser massiven Fundierungsmethode gegenüber der mit gewöhnlichen Pfählen bringt uns der Doppelentwurf (Abb. 202) zum Bewußtsein. Wir glauben, diesem Verfahren, sobald dem einzigen obigen berechtigten Bedenken bei größerer Verallgemeinerung desselben durch Aufstellung entsprechender Regeln Rechnung getragen ist, eine große Zukunft im Grundbau voraussagen zu dürfen. Derzeit ist man auf Garantien des Unternehmers oder Probebelastungen angewiesen, die sich bei der Höhe der in Frage stehenden Lasten recht schwer durchführen lassen. Es ist wohl kaum denkbar, durch direkten Versuch jene Grenzlast zu bestimmen, die der Setzungsgrenze entspricht. Wenigstens sollte man sich versichern, daß die verschieden belasteten Pylone, soweit sie bei einer Austeilung unter einem Gebäudegrundriß unvermeidlich sind, keine wesentlich verschiedenen Setzungen ergeben.



Abb. 203. Brücke St. Roch in Avignon.

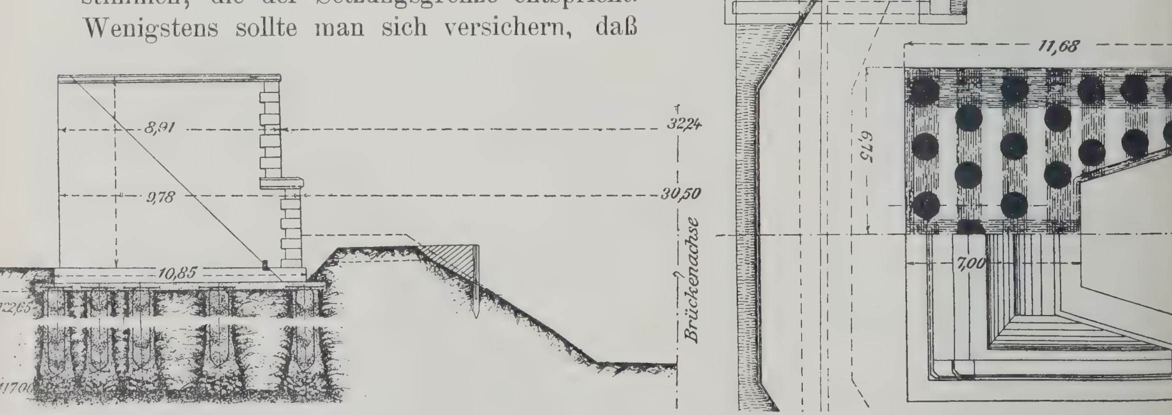


Abb. 204a. Brücke über die Sambre. Abb. 204b.

Die erste größere Anwendung fand die Methode, wie gesagt, bei der Ausstellung 1900 in Paris, wo die Schnelligkeit und Billigkeit, sich in diesem schlechten Terrain verläßliche Fundamente zu schaffen, viel zum Erfolg der Ausstellung beitrug.

Die neuesten Veröffentlichungen der Compressol-Gesellschaft beweisen, daß diese Methode bereits weitgehende Anwendungen gefunden hat. Wir beschränken uns hier auf ein Bild (Abb. 203), das zwei derartige Rammen bei einem Brückenbau in Avignon in Tätigkeit darstellt, den Hinweis auf die Brücke über die Sambre bei Maubeuge (Abb. 204) sowie auf die Anführung einiger deutschen Ausführungen der Firma Rek in Stuttgart, wo diese Methode Anwendung fand, wie beim Neubau des Dr. Fischer in Ulm, wo Betonpfeiler bis 12 m Tiefe hergestellt wurden, und beim Bau des Lokomotivschuppens, der Bahnsteighalle und Drehscheibe im Bahnhofe von Plochingen.[1])



Abb. 205. Bau des Justizpalastes in Paris.

Schließlich sei auf eine Reihe von Ausführungen in Alexandrien verwiesen, über die Ingenieur W. Stroß in Beton u. Eisen 1910 berichtet. Dieselben sind unter den denkbar ungünstigsten Verhältnissen ausgeführt und wir verweisen bezüglich weiterer Einzelheiten der interessanten Ausführungen und Erprobung auf die oben erwähnte Quelle.

Eine der letzten Ausführungen zeigt die Abb. 205 beim Erweiterungsbau des Justizpalastes in Paris. Eins der wichtigsten Bedenken, die bei der Anwendung dieser Fundierung immer neu auftauchen und zu entscheiden sind, ist die Frage der Erschütterung der Umgebung durch die Grundstößelramme. Leider läßt sich diese Frage nicht allgemein, sondern nur fallweise beantworten. Sie hängt ab von der Natur des Erdreichs, in das gerammt werden soll, und von der Nähe, dem Charakter und der Empfindlichkeit der nachbarlichen Baulichkeiten. Die Compressol-Gesellschaft legt als Beweis der geringen Erschütterung der Umgebung ein Bild (Abb. 206) vor, wo in Versailles in der Nähe von recht wackligen alten Häusern unmittelbar an der Besitzgrenze gerammt wurde.

---

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft I, S. 12.

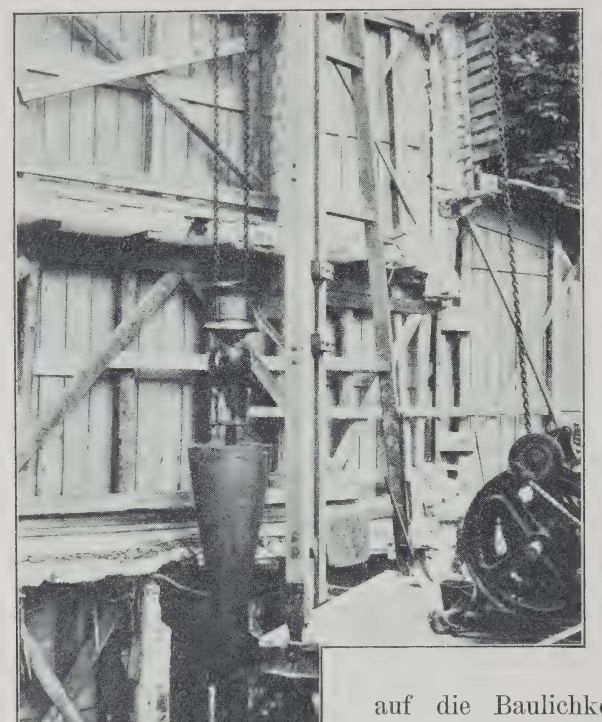


Abb. 206. Compressolrammung innerhalb eines Wohnhausblocks in Tätigkeit.

Interessant ist insbesondere das Zeugnis eines in den Nachbargebäuden wohnenden Ingenieurs, der mit Hilfe feiner Instrumente die Fortpflanzung des Stoßes gemessen hat und behauptet, daß keinerlei Belästigung der Bewohner Platz gegriffen hat. Die Sache erklärt sich zum guten Teile aus dem ganzen Verfahren. Es gibt Erdarten, die sich auf diese Weise nur schwer, oft gar nicht komprimieren lassen, welche aber dafür den Stoß auf weite Strecken fortpflanzen. Andere Erdarten dagegen brauchen die ganze Stoßkraft örtlich zur Kompression auf, wobei nicht nur der Charakter der Erdart allein, sondern auch die Schichtenlagerung eine Rolle spielt. Ebenso große Unterschiede gibt es mit Bezug auf die Baulichkeiten, ihre Gründungen und damit im Zusammenhange in der Art der Stoßübertragung auf dieselben. Es ist demnach durchaus wahrscheinlich, daß selbst die extremsten Behauptungen in dieser Hinsicht auf voller Wahrheit beruhen, während man umgekehrt — freilich oft nur mit übertriebener Vorsicht und ohne Verantwortung bezüglich der damit verbundenen Kosten und Erschwernisse — oft selbst eine einfache Pfahlramme an der Gebäudegrenze eines bewohnten Baues nicht zuläßt.

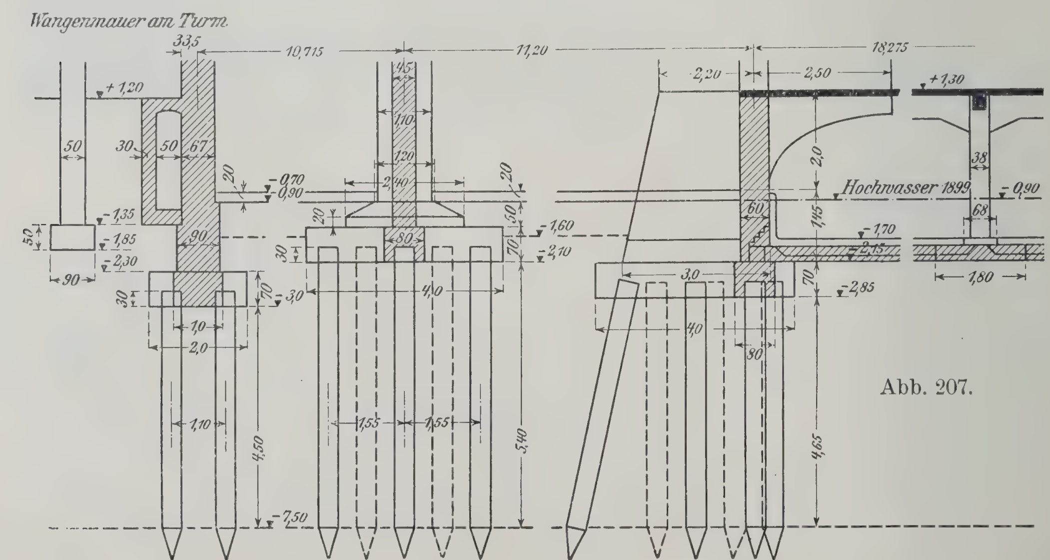


Abb. 207.

γ) Tiefgründungen.

Das zuverlässigste Verfahren in allen jenen Fällen, wo sich tragfähige Bodenschichten in erreichbarer Tiefe befinden, ist die Hinabführung der Fundamente bis auf diese Unterlage.

In erster Linie kommt dabei der Vorteil in Betracht, daß das Bauwerk vor, wenn auch nur unwahrscheinlichen Folgeerscheinungen, herrührend von Setzungen, bewahrt bleibt, was schon deshalb wichtig ist, weil man ihre Tragweite nach den sichtbaren Anzeichen so schwer beurteilen kann. In dem Maße, als sich die Wahrscheinlichkeit solcher Vorkommnisse erhöht, gewinnen die mit Tiefgründungen verbundenen Mehrauslagen an Berechtigung. Auf Mißgriffe im Gebiete der Tiefgründungen werden wir im Verlauf unserer Darlegungen wiederholt und zwar jeweilig bei den einzelnen Ausführungsformen hinweisen.

Die Anwendung dieser Gründung hat jedoch nur dann einen Sinn, wenn man sie aus Materialien herstellt, die nicht selbst, wie Mauerwerk mit hydraulischem oder gar mit Weißkalk, sich bedeutend setzen.

Die ökonomische Berechtigung einer solchen Ausführung tritt ein, wenn man bei einer Platte unter einem ganzen Gebäude, die z. B. mit nur 1 kg/cm² beansprucht ist, als Ersatz Stützpunkte in Erwägung zieht, die bis zu 40 kg/cm² beansprucht werden können, wo also die Tragfläche etwa $2^1/_2$ vH. der ersterwähnten Plattenfläche ausmacht.

Zur Darlegung eines solchen Vergleichsfalles wollen wir auf die auf S. 20 erwähnten Verhältnisse in Chicago zurückgreifen, und stellt uns die Abb. 208 im Gegensatze zu der früher beschriebenen Flachgründung den Vorgang dar, wie er sich dort beim Neubau von Häusern unter Benutzung von Tiefgründungen als praktisch erwiesen hat. Die Abb. 208a stellt ein zum Abbruch bestimmtes Gebäude im Zentrum der Stadt dar, an dessen Stelle ein Geschäftshaus treten soll, das zur besseren Ausnutzung des Raumes mit 2 bis 3 Stock tiefen Kellern versehen wird. Die

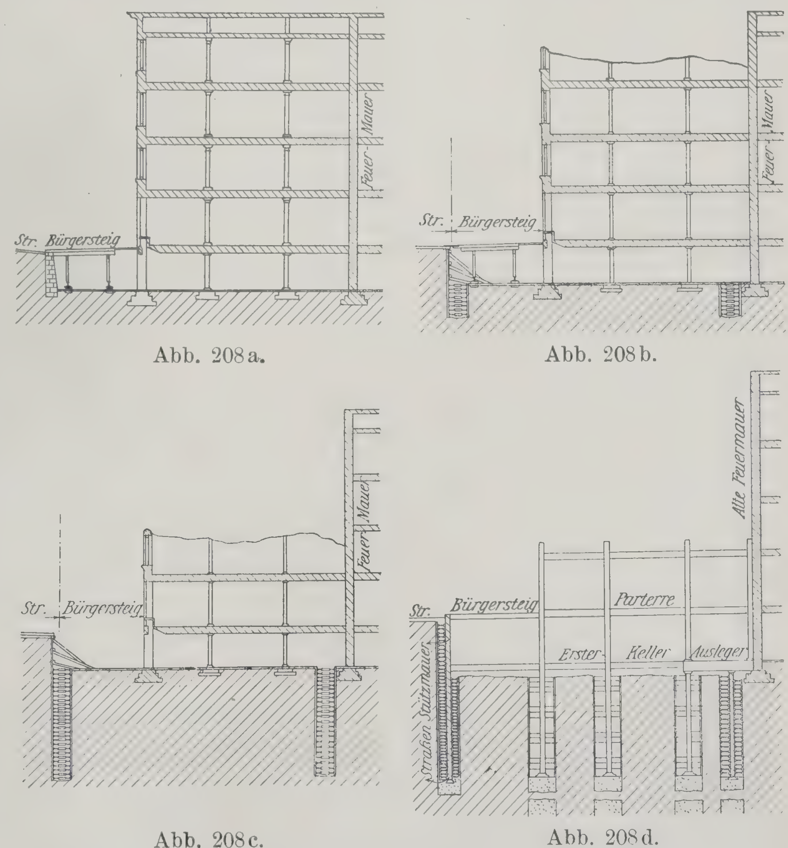


Abb. 208a. Abb. 208b.

Abb. 208c. Abb. 208d.

Umbau eines Geschäftshauses in Chicago mit Tiefgründung.

Abb. 208b u. 208c stellen die Bauinangriffnahme dar, die zunächst an dem wertvollsten Teil des Gebäudes, den Läden nichts ändert und nur die Schächte für die Kellersäulen und den Abbruch der oberen Stockwerke durchführt. Der günstige Boden erlaubt die Herstellung solcher Schächte mit Hilfe einfacher Holzrahmen in schliefbaren Querschnitten bis zu dem tragfähigen Grund, der sich, wie früher erwähnt, etwa 25 m unterhalb des Straßenniveaus und nunmehr höchstens 15 m, gewöhnlich viel weniger, unterhalb des Kellerbodens befindet.

Dort nun, wo diese maximalen Ziffern nicht erreicht werden, wo diese Höhenunterschiede selbst nur 10 m betragen, werden diese Schächte in dieser einfachen Weise herabgesenkt und bis hinauf zu dem zukünftigen Kellerfußboden ausbetoniert. Erst dann, wenn dies geschehen ist, wird der letzte Teil des Gebäudes entfernt, sofort aber auf dem fertigen Fundament die Kellersäulen und das Säulengerippe der unteren Stockwerke aufgestellt, so zwar, daß neuerdings der untere Teil des neuen Gebäudes rasch vollendet werden kann und fertig ist, während noch der Aushub im Keller entfernt wird und die oberen Stockwerke vollendet werden. Wir sehen an diesem Beispiel, daß bei der Wahl der Fundierungsform und bei der Entscheidung über ihre Ökonomie oft Gesichtspunkte mitsprechen, die mit dem eigentlichen Grundbau nichts zu tun haben und eine an und für sich teurere Lösung billiger erscheinen lassen als einen Vorgang, der den vorherigen Abraum des ganzen Hauses erfordert.

Der hier in der Abb. 208 dargestellte Vorgang gibt uns gleichzeitig ein Bild über die alte Methode der Herstellung solcher Pfeiler für Tiefgründungen. Dem Eisenbeton ist es vorbehalten geblieben, diese durch wesentlich einfachere Methoden zu ersetzen und so diese Methoden dermaßen zu verbilligen und zu verbessern, daß ihre Anwendungsmöglichkeiten sich nicht nur durch den ökonomischen Vorzug, sondern auch durch die technische Möglichkeit, bedeutende Tiefen zu erreichen, in früher nicht geahnter Weise ausgedehnt haben.

Diese Methoden bestehen einesteils in der Einrammung oder Einspülung fertiger Mauerwerkskörper als Eisenbetonpfähle oder in der Herstellung derselben an Ort und Stelle mit Hilfe eines Stahlrohres und Benutzung des Erdreiches als Gußform (System Simplex, Strauß usw.). Wir werden auf das in Abb. 208 berührte Thema der Rekonstruktionen nochmals am Ende dieses Abschnittes ausführlicher zurückkommen. Bei diesen Formen kommt die rein zylindrische Form der unterstützenden Pfeiler schon mit Rücksicht auf ihre Herstellung ebenso wie auf ihre statischen Aufgaben zur Ausführung, im Gegensatz zu den früher beschriebenen konischen Formen.

Zur Übertragung des Druckes am Pfeilerfuß ist man bestrebt, die Pfahlspitze so weit in das tragfähige Material hinabzusenken, daß dieselbe in geeigneter Weise festsitzt. Es kommen jedoch auch Fälle vor, wo man eine Tiefgründung auf weniger gute Schichten ausführt, und dann liegt der Gedanke nahe, den Pfeiler durch einen entsprechenden Pfeilerfuß zu stützen.

Pfeiler und Pfähle mit Fußverbreiterung.

Dieselbe stellt sich neben der konischen Form als eine zweite Form der Versicherung dar, um die Lage des Pfahles unverändert zu erhalten. Sie bildet demnach eine Art Übergangsform zwischen der reinen Schwebegründung und der Tiefgründung (siehe dort Abb. 195) und wird sich überall dort empfehlen, wo auf die Schwebewirkung des Pfahles allein kein Verlaß ist. Dieselbe muß geeignet sein, den ganzen Rest der Last über die vorhandene Reibung hinaus aufzunehmen. Wir werden diese Anordnung später wiederholt vorfinden, sofern es sich um einzelne weichere Schichten

handelt, in welche der Beton hineingepreßt wird (siehe System Simplex und Strauß). Am wirksamsten bleibt eine solche Verbreiterung natürlich am Fuße, weil sonst der übrige Pfahl ausgeschaltet wird. Da es aber immer nur ein Zufall ist, wenn man mit dem Fuß des Schwebepfahls in eine entsprechend schmale weichere Schicht hineingerät (Abb. 198a), so bedarf es bei Pfählen besonderer Hilfsmittel zur Erzielung der Verbreiterung an der richtigen Stelle.

Abb. 209. Pfeiler beim Theater in Bern.

Wir finden zunächst solche Anordnungen bei schliefbaren Brunnen, die nachher, ganz mit Beton ausgefüllt, als Pfeiler dienen, so z. B. in Abb. 209 eine Ausführung beim Bau des Theaters in Bern[1]) Verwendung fand. Bei derselben wurde die ganze Schachtauskleidung in Eisenbeton hergestellt, der Schacht bis in gewachsenen Boden hineingeführt und dort entsprechend verbreitert. Eine neuere Ausführung dieser Art verzeichnen wir bei der Untergrundbahn in Boston. Es handelt sich dabei um eine ganze Reihe von Gebäuden längs der im Jahre 1905 gebauten Tunnel in der Washingtonstraße, die Herr Chefingenieur H. A. Carson folgendermaßen unterfangen hat. Es geschah dies in der in der Abb. 210 dargestellten Weise durch Betonpfeiler, die in ihrer Basis verbreitert wurden und auf welche ein Rost von I-Trägern gestellt wurde. Eine ähnliche Anwendung findet sich bei der Bostoner Untergrundbahn (siehe Bericht 1906 und 1907), deren regelmäßig erscheinende Berichte eine wahre Fundgrube dieses Wissensgebietes, insbesondere aber für Gebäudeunterfangungen sind. Die Frage, die beim Amesgebäude zu entscheiden war, bestand darin, ob es nötig ist, das Fundament in seiner ganzen Breite zu unterstützen, oder ob es genügt, als Ersatz für den entfernten Teil und für die beim Bau unvermeidliche Entlastung des darunter befindlichen Bodens eine Seitenmauer aufzuführen. Man wird sich über die Bedeutung dieser Frage bei

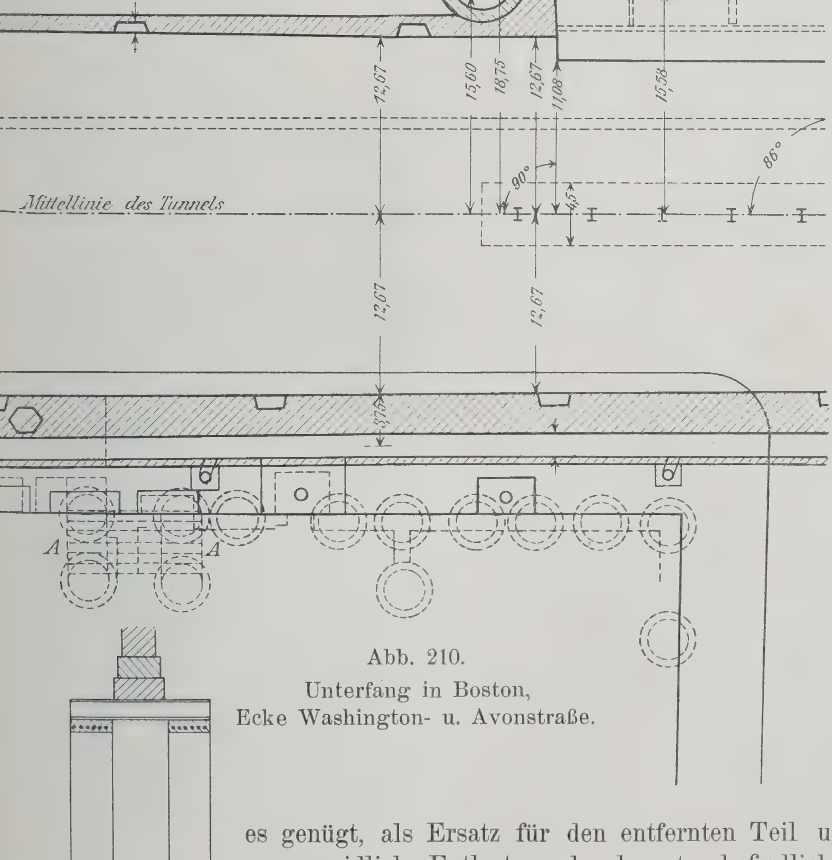


Abb. 210. Unterfang in Boston, Ecke Washington- u. Avonstraße.

[1]) Schweizer. Bauztg. 1901.

Betrachtung der Abb. 211 klar, wenn man sieht, daß das Mauerfundament in der ganzen Trottoirbreite ausladet, während die Untergrundbahn dieselbe für sich benötigt. Das Gebäude hat 60 m Höhe über Fundamentsohle. Es ist aber noch in der alten schweren Bauweise hergestellt, so zwar, daß es mit seinen 13 Stock mehr wiegt als der höchste Wolkenkratzer. Die Lösung war die folgende: Der Aushub wurde in einem durchgehenden Längsgraben bis 1 m unter Fundamentsohle ausgeführt; hierauf wurden je 1,20 m breite Querstollen unter das Fundament getrieben und von diesen aus Schächte abgesenkt, die unter sorgfältiger Absteifung der hausseitigen Wand mit einem rechteckigen Eisenbetonrohr ausgefüllt wurden. Der lichte Querschnitt desselben, 90 × 115, erlaubte es, zunächst die Arbeit so tief fortzusetzen, bis man etwa 1 m unter die zukünftige Tunnelsohle gelangt war. Dort wurde das Rohr durch einen eisernen Kranz abgeschlossen, der eine Ausladung von 23 cm besaß, und die Sohle 90 cm ausbetoniert. Hierauf wurde die Unterkeilung, die Lastübertragung auf diesen hohlen Pfeiler in seiner hausseitigen Wand sichergestellt und die Tunnelwölbung in Eisenbeton, wie aus der Abb. 211 ersichtlich, ausgeführt, unter Ausnutzung der vorhandenen Hohlräume behufs Einführung von Beton und Bewehrungseisen der Gewölbe. Eine ähnliche Anordnung findet sich auf der gegenüberliegenden Seite. In allen diesen Fällen war der Schacht breit genug, um bis auf seine Sohle zu gelangen und dort die Verbreiterung bequem vorzunehmen. Bei gewöhnlichen Pfählen bedient man sich folgender Hilfsmittel, um dies zu erzielen.

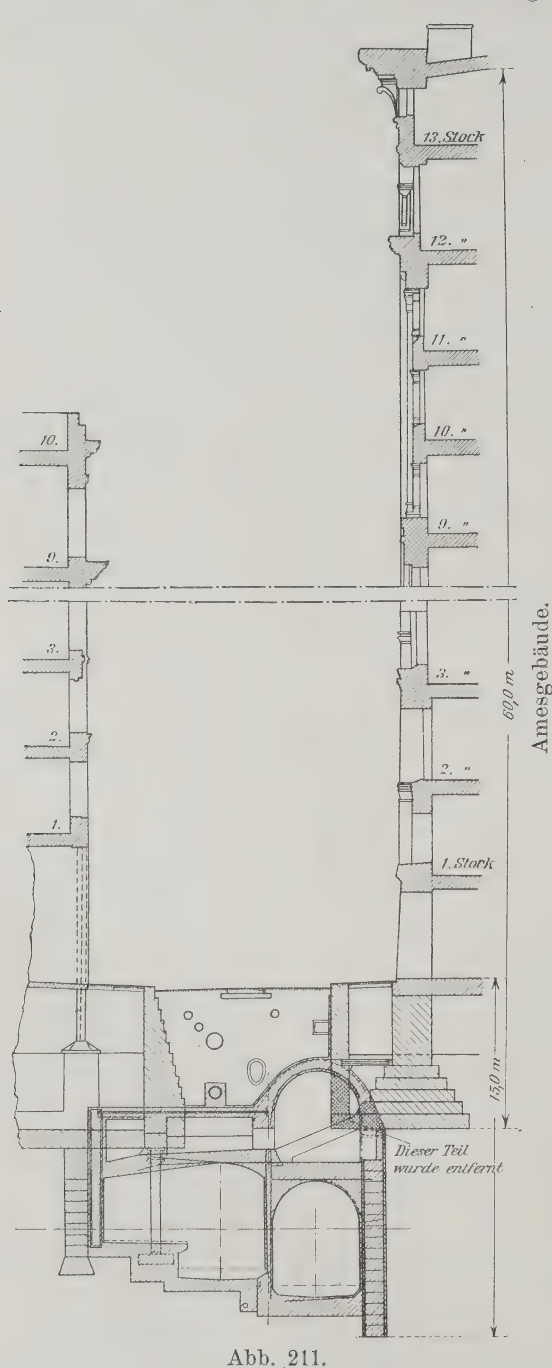


Abb. 211.
Unterfangung in Boston beim Washingtonstraßen-Tunnel.

Es ist zunächst möglich, den Pfahl mit dem verbreiterten Fuß (Abb. 212) von vornherein herzustellen und durch Spülung in die gewünschte Tiefe zu versenken, was natürlich nur bei gewissen sehr weichen Bodenarten durchführbar ist (siehe auch weiter unten den bei Simplex vorgeschlagenen Vorgang). Im Jahre 1896 wurde der Treppelweg des See-

bades „Atlantic City“, N.-Y., durch ein Eisengerippe an Stelle der bisherigen hölzernen Anlage ersetzt. Derselbe erwies sich in der Salzluft nicht widerstandsfähig, da der Dünensand durch den Wind wie mit einer Gebläsewirkung jeden Schutzanstrich zerstörte. Man entschloß sich daher, nachdem man schon früher beim Bau eines Promenadenkais günstige Erfahrungen gemacht hatte, zur Anwendung von Eisenbetonpfählen.

Die erste Ausführung geschah durch die Concrete Steel Co. in New-York (Abb. 212). In diesem Falle fanden Pfähle Anwendung, die von vornherein mit einem verbreiterten

Abb. 212. Treppelweg in Atlantic City.

Abb. 213a. Promenadenkai in Atlantic City.





Abb. 213b. Einspülung.

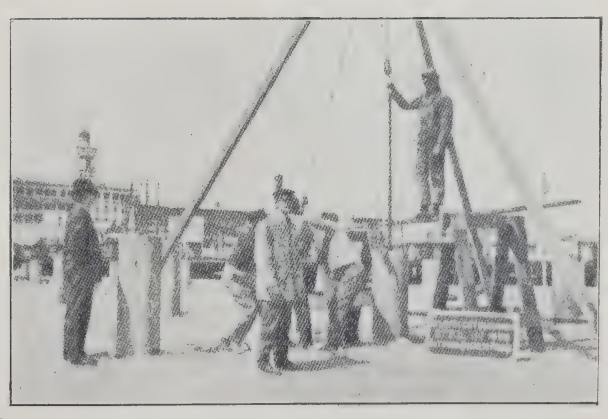


Abb. 213c. Einrammung des Holzstöpsels.

Fuße versehen waren. Die Pfähle selbst hatten 30, das Fußende 62 cm im Durchmesser mit 6 Bewehrungseisen. Durch die ganze Länge des Pfahles ging eine

5 cm-Röhre, die zur Einführung eines Druckwassers von 4,5 Atm. benutzt wurde, um auf diese Weise den Pfahl in den Seeschlamm zu versenken. Die stärkeren Pfähle, welche 4,80 m in den Schlamm versenkt werden sollten, wurden in zwei Teilen hergestellt. Der erste Teil wurde mit Hilfe von 6 Atm. Wasserdruck und einem provisorischen Zylinder, der als Verlängerung diente, abgesenkt und hierauf der obere Teil unter Benutzung des Zylinders als Schalung anbetoniert.

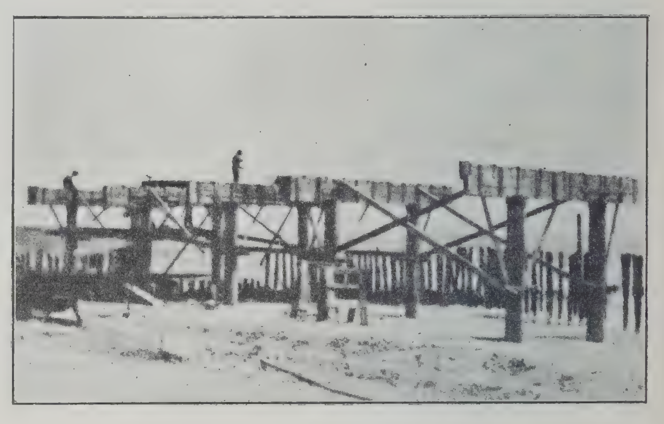


Abb. 213d. Fertigstellung.

Die zweite Lösung rührt von der Raymond Co. her (Abb. 213a). Man stellte hohle Pfeiler her mit einem 6 cm röhrenförmigen Hohlraum, der unten mit einem keilförmigen Holzstöpsel abgeschlossen war. Die Pfeiler hatten 40 cm im Durchmesser, waren mit 4 R.-E 19 mm bewehrt und wurden in zwei Längen, d. i. 8,4 und 9,6 m, hergestellt. Die längeren Pfeiler wurden seewärts, die kürzeren landwärts verwendet. Diese Pfeiler wurden 4,5 bis 5,7 m in den Sand eingespült, wozu eine Worthingtonpumpe und das Eigengewicht der Pfeiler genügte. Nach Vollendung der Einspülung ließ man zunächst den Pfeilern 2 Tage Zeit zur Setzung, hierauf wurde durch einen Stößel der Holzpflock entfernt und der Sand unter dem Pfeiler eingerammt, bis derselbe keine Senkung zeigte. Diese Nachsenkung betrug immerhin noch 5 bis 15 cm, und dann wurde der Hohlraum ausbetoniert.

Eine andere Anordnung versucht die von vornherein hergestellte zylindrische Höhlung am Pfahlfuß entsprechend zu verbreitern. Dies kann selbstredend nur dann geschehen, wenn der Boden genügend Standfestigkeit besitzt, um diese Arbeit vor Einbringung des Betons zu ermöglichen. Am einfachsten wird dies wohl durch die Explosion einer Dynamitpatrone erzielt, wo der einzufüllende Beton bereits als Verdämmung dienen kann. Doch wird die gewünschte Wirkung auch ohne Verdämmung, wenn auch nicht so gut zu erreichen sein. Zur Herstellung solcher Fußverbreiterungen hat der Amerikaner Gow ein besonderes Instrument erfunden, welches sich in der Abb. 214a dargestellt vorfindet.

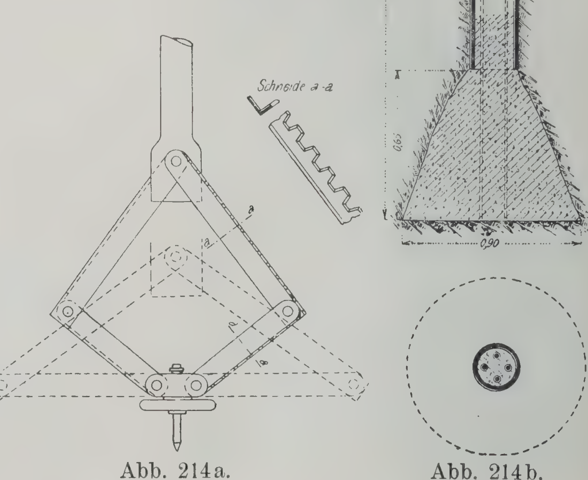


Abb. 214a. Abb. 214b.
Vorrichtung zur Fußverbreiterung von Gow.

Diese Methode wurde zuerst in Boston im Jahre 1904 angewendet. Es handelte sich dabei um die Unterfangung eines hohen Gebäudes, dessen Fundamente durch den Tunnelbau bedroht waren. Fester Lehm befand sich 6 m tief unter einer lockeren Auffüllung. Die Aufgabe bestand also hier darin, eine tiefere, tragfähigere Schicht zum Tragen heranzuziehen. Die Ausführung geschah in der Weise, daß man zunächst das Auffüllungsmaterial mit einem schmiedeeisernen Rohr durchrammt hat, das durchstoßene Material mittels Druckwassers entfernte und dann das in der Abb. 214b dargestellte Instrument eingeführt hat. Dasselbe wurde mittels eines einfachen Antriebs in Drehung versetzt und ebenfalls durch Auspumpen ausgeräumt. Schließlich wurde unter gleichzeitigem Zurückziehen des Rohres Beton nachgefüllt und das Ganze ausbetoniert unter gleichzeitiger Einführung von 4 Quadrateisen von 30 mm im Geviert. In einzelnen Fällen wurde das Rohr beibehalten. Es gelang auf diese Weise, einen Fuß herzustellen, der bis das 15fache des oberen Säulenquerschnitts hatte.

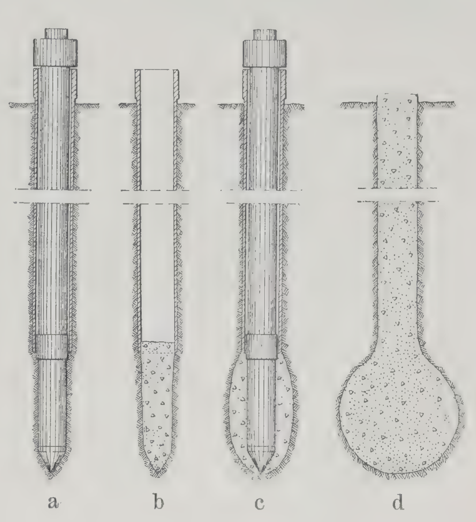
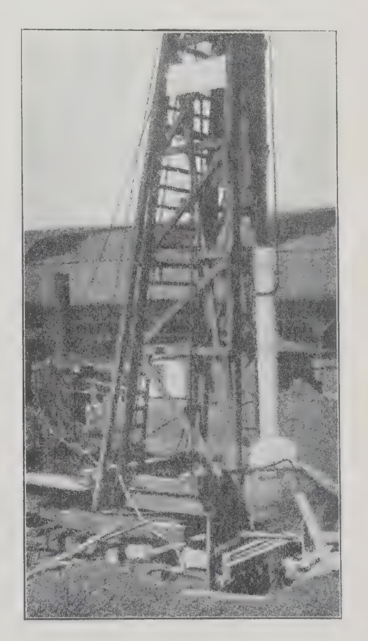


Abb. 215a. Fußverbreiterung nach Abbott.

Eine weitere Methode zur Fußverbreiterung ergibt sich im Anschluß an die später zu beschreibenden Simplexpfähle durch eine neue davon unabhängige Erfindung, die sich in der Abb. 215a dargestellt vorfindet. Dieselbe besteht aus einer Rammvorrichtung, welche sich aus einer 40 mm-Röhre von 9 mm Fleischstärke und einem Eisenpfahl, der 1,20 m über die Röhre hinausragt, zusammensetzt. Dieselbe wird in das weiche Material eingetrieben und, sobald die gewünschte Tiefe erreicht ist, der Pfahl zurückgezogen und der so geschaffene Hohlraum mit Beton ausgefüllt (Abb. b). Hierauf wird der Pfahl neuerdings eingetrieben (Abb. c), der Pfahl zurückgezogen, der Hohlraum mit Beton ausgefüllt und dieser Vorgang so oft wiederholt, bis die in der Abb. d dargestellte Form erreicht ist. Hierauf wird auch der Rest der Röhre mit Beton ausgefüllt und das Eisenrohr gleichzeitig zurückgezogen. Der auf diese Weise erzielte Effekt ist in der Abb. 215b an einem wieder ausgegrabenen Pfahle dargestellt.


Abb. 215b. Ausgegrabener Pfahl.

Versuche, die mit dieser Methode am Seeufer in schlammigem Grunde bei Buffalo gemacht wurden, deren Einzelheiten jedoch nicht vorliegen, sollen dargetan haben, daß die Tragfähigkeit im Vergleich mit Pfählen ohne Fuß mehr als verdoppelt wurde.

Über eine zweite Ausführung berichten amerikanische Zeitschriften[1]), nach welchen Betonpfähle von 10 m Länge vorgeschrieben waren, welche 40 t Versuchslast tragen

[1]) Eng. Record und Eng. News 1909, 16. Dezember. Am Soc. C. E. Transaction 1909, Dezember, S. 507.

können, ohne eine größere Setzung zu erfahren als 12 mm. Die mit obigem System ausgeführten Pfähle waren nur 7,20 m lang, wovon sich 5,40 m im Füllmaterial und Asche und 1,80 m in einem weichen Ton befanden. Einen dieser auf diese Weise erzielten Pfähle stellt die Abb. 215b dar, und hat der Fuß einen Durchmesser von 1,30 m. Dieselben haben den obengenannten Bedingungen vollständig entsprochen.

Eisenbetonpfähle.

Die Berechtigung des Eisenbetons, als Ersatz für Holz zu dienen, tritt mit den steigenden Holzpreisen und der Schwierigkeit große Stämme zu bekommen, immer deutlicher in Erscheinung. Bei Pfählen kommt außerdem in Betracht, daß das Holz uns nicht die Gewähr gibt, eine unbeschränkte Lebensdauer zu besitzen, wo die Gefahr einer Zerstörung durch Fäulnis oder durch Insekten besteht oder aber wo das Holz nicht die nötige Widerstandsfähigkeit bietet.

Wie im Ciment 1903, Nr. 6, S. 85 mitgeteilt wird, rührt das erste Patent über Eisenbetonpfähle von einem Unternehmer, Herrn Coiseau her. Dieses Patent betraf jedoch einen röhrenförmigen Pfahl. Diese Form des Pfahles wurde im Jahre 1894 von Ed. Coignet einer versuchsweisen Anwendung unterzogen, und von daher datiert die Einführung in die Praxis. Die heute übliche Form hat sich gleichzeitig mit der besseren Erkenntnis der Anordnung der Bewehrungen im Eisenbeton eingestellt.

Wie der ganze Eisenbeton, so hat auch dieses Gebiet erst durch die energische und zielbewußte Förderung seitens Hennebiques den richtigen Impuls in allen seinen Formen und Anwendungsmöglichkeiten erhalten, und sind seinen ersten Ausführungen in Nantes 1897, Tours und Niort in rascher Folge eine Reihe großartiger Bauten gefolgt, die mit einem Schlage dieser Bauweise im Grund- und Wasserbau eine wichtige Rolle gesichert hatten. Die ersten deutschen Patente Hennebiques sind aus dem Jahre 1897.[1]) Sie schützen jedoch nur eine Schlaghaubenkonstruktion und eine spundwandartige Verbindung zweier Pfähle. In diesem Zusammenhange ist ein Prozeß von Interesse, der im Jahre 1905 zwischen Coignet und Hennebique in England geführt wurde,[2]) wobei ein Patent von Brounon aus dem Jahre 1871 eine Rolle spielte. Die Idee Brounons bestand darin, einen Eisenpfahl mit Beton auszufüllen. Doch war das Eisengerippe von Brounon so gedacht gewesen, daß seiner Zeichnung eine gewisse Ähnlichkeit mit den heutigen Ausführungen nicht abgesprochen werden kann. Es handelte sich dabei um eine Appellationsverhandlung gegen eine Verurteilung wegen Verletzung der Patentrechte Hennebiques, und wurde der Berufung stattgegeben, so daß man wohl allgemein sagen kann, daß für diese wichtige Erfindung keine gültigen Patente bestehen und bestanden haben. Die genaue Vaterschaft dieser Idee ist also nicht feststellbar. Es erübrigt zu sagen, daß alle größeren Anwendungen in der ersten Zeit von Konzessionären Hennebiques herrühren, unabhängig davon hat zuerst Ingenieur Th. Möbus die Gründung des Amtsgerichtsgebäudes am Wedding in Berlin 1902 durchgeführt.[3]) Seit dieser Zeit ist die Zahl der Anwendungen eine jährlich wachsende, und man muß sagen, daß heute fast alle größeren Unternehmungen hiervon Gebrauch gemacht, einige sich zu Spezialisten hierfür ausgebildet haben.

Schutz von Holzpfählen. Ehe wir in die Beschreibung der Eisenbetonpfähle eingehen, sei noch jener Vorrichtungen gedacht, die angewendet werden können, um die Holzpfähle vor den beiden Feinden, Fäulnis und Wurmfraß, zu schützen, wo dann

[1]) Kaiserlich deutsches Patentamt, Nr. 106 756 u. 106 757, Kl. 84, Wasserbau 1897, 2. September.
[2]) Siehe Concrete and Constructional Engineering, London, S. 139.
[3]) Siehe Hertel: Beton u. Eisen 1903, Heft IV, S. 246.

also durch diese Hilfsmittel der Gebrauch der Holzpfähle als das immer noch billigste oder wenigstens schwer zu beschaffende Fundamentmittel möglich erscheint.

a) Schutz gegen Fäulnis. Das Holz, das nicht fortwährend unter Wasser ist, geht einer raschen Zerstörung entgegen. Die Grenze der Verwendbarkeit für einen Holzpfahl ist daher durch den tiefsten Grundwasserstand gegeben (Abb. 216). Häufig ereignet sich der Fall, daß ein tadellos unter Grundwasser ausgeführter Pfahlrost durch eine Senkung desselben in Fäulnis gerät und so das ganze Gebäude bedroht. Selbst vorübergehende Senkungen wie sie bei Ausführungen größerer Bauten unvermeidlich sind, können gefährlich werden. Ein Beispiel dieser Art gibt uns der Bau der Untergrundbahn in New-York, wo sich ein 7 stöckiges Warenhaus Ecke Center und Leonard-Straße um 5 cm gesetzt hatte. Beim Bau des Hauses vor 16 Jahren lag die Grundwasserhöhe etwa 3 m unter Straßenniveau. Heute liegt sie 1,5 m tiefer und wurde bei dem erwähnten Bau bis auf 6 m gesenkt. Man griff in diesem Falle, wo ein kräftiges Betonbankett vorhanden war, zu dem einfachen Auswege, den Pfahlrost neuerdings zu benutzen, indem man ihn entsprechend tiefer abschnitt und die Mauer unterfing. Dies geschah in schachbrettförmig ausgearbeiteten Querstollen, in welchen das neue Betonfundament eingebracht wurde. Die Verbindung zwischen dem unteren neuen Betonblock und dem alten oberen Betonfundament, geschah durch zwei übereinanderliegenden Granitplatten, 60 cm im Geviert, die mit einem Spielraum von 2 bis 4 cm eingeführt wurden, um dann mittels eiserner Keile auseinandergetrieben zu werden. Das Ganze wurde schließlich einbetoniert.[1])

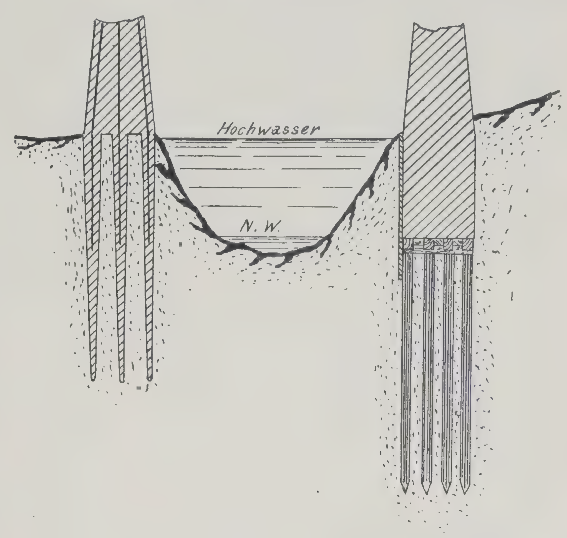


Abb. 216.

Der gewöhnliche Vorgang ist in solchen Fällen die Einschaltung von Ziegelpfeilern zwischen dem alten und neuen Betonbankett. Bei demselben sind jedoch weitere kleinere Setzungen unvermeidlich. Ehe man zu diesem sehr kostspieligen Verfahren schreitet, sind bei dem Gebäude bereits so viele warnende Sprünge aufgetreten, daß diese letzte kleine Setzung nicht viel mehr schadet, wenn die Arbeit mit einiger Sorgfalt ausgeführt ist. (Siehe weiter unten unter Rekonstruktionen.) Wer solche kostspielige Rekonstruktion vermeiden will, muß also dabei eine etwaige Senkung des Grundwasserspiegels — wo irgend denkbar — in Betracht ziehen. Doch ist diese Voraussicht oft recht schwierig, wenn nicht unmöglich. Ursachen, wie z. B. beim Markusturm in Venedig die säkuläre Verschiebung der Küste, oder selbst naheliegende, wie der Bau eines Untergrundtunnels in Chicago, oder weiter eine Flußregulierung sind nicht gut ohne Prophetengabe vorauszuahnen. Es ist auch zu erwähnen, daß das Holz in mit Fäulniskeimen durchsetztem Wasser ohne Grundwasserstrom, wie es sich in der obersten Schicht des Stadtbodens häufig findet, ebenfalls keine Sicherheit bietet, da einem solchen Wasser keine

[1]) Eng. Record 1910, S. 30

erhaltende Eigenschaft zukommt. Es handelt sich also darum, bei jedem Bau zuerst dies höchste Niveau zu bestimmen, über das kein Holz hervorragen darf, auf dem die Holzpfähle abgeschnitten werden müssen, wenn sie tragfähig bleiben sollen, und wo dann der Betonkörper aufgesetzt werden muß. Es ist dies gewöhnlich ein Betonklotz, der die Köpfe der Holzpfähle einhüllt.

Die Abb. 217 zeigt uns ein Beispiel eines Bahnsteiges in Hoboken,[1]) bei welchem auf die Holzpfähle Betonpfeiler in der folgenden Weise aufgesetzt wurden. Die Bahnsteige sind durch drei Pfahlreihen unterstützt, von denen je eine an den Rändern und eine in der Mitte des Bahnsteiges angeordnet ist. Die Fundierung jeder der eisernen Dachsäulen hat vier Pfähle. Die Oberkante der Pfähle liegt etwa 2,10 m unter Bahnsteighöhe und etwas unter dem Nullwasserstande. Der Pfahl geht etwa 15 cm tief in den Beton der quadratischen, den Bahnsteig unterstützenden Pfeiler. Da 1800 dieser Pfähle nebst Fundament herzustellen waren, würde das Ausheben der Fundamentgrube, das Eintreiben und Abschneiden der Pfähle von Hand eine recht langwierige Arbeit gewesen sein, und zwar namentlich dann, wenn man die Arbeiten, wie im vorliegenden Falle, unter voller Aufrechterhaltung des sehr lebhaften Personenverkehrs ausführt. Um die Schwierigkeiten der Bauausführung zu beheben, wurde ein Verfahren angewendet, nach dem der Pfahl und die Form für den Betonpfeiler gleichzeitig eingetrieben werden, was mit dem Vorteil verbunden ist, daß das bei dem vorhandenen Platzmangel schwierige Unterbringen des ausgeschachteten Bodens und Handhaben der erforderlichen Aussteifhölzer beseitigt wird.

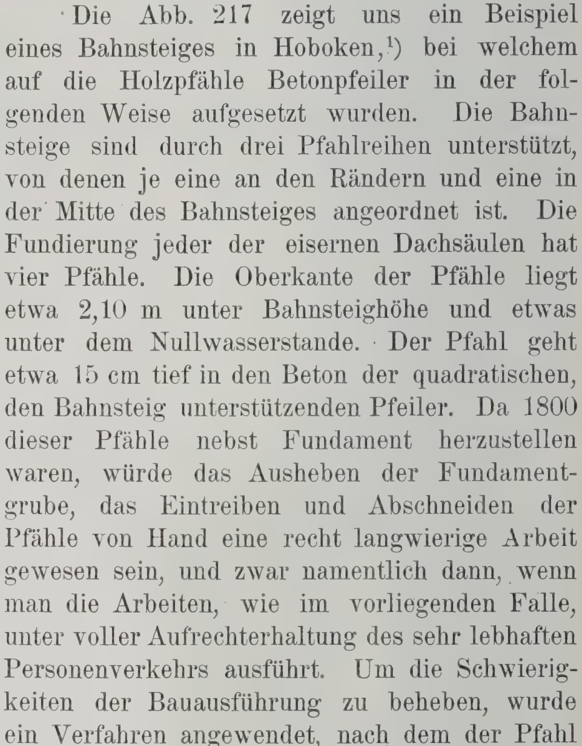


Abb. 217.

Zum Eintreiben der Pfähle wurde ein 4,90 m langer, leicht konischer, hölzerner Stempel oder Aufsetzer verwendet, der unten mit einer genau auf den Pfahlkopf passenden, schmiedeeisernen Hülse zur Verbindung mit dem Pfahl versehen war. In einer Entfernung von 1,52 m vom unteren Ende war an den Aufsetzer ein 5 cm dicker, vorkragender schmiedeeiserner Kranz angeschraubt, durch den die Holzform für den Beton gleichzeitig mit dem Pfahl eingetrieben wird; das untere Ende der Form liegt dabei in gleicher Höhe mit dem Pfahlkopf.

Abb. 218.

Nachdem der Pfahl in üblicher Weise mittels einer auf einem Eisenbahnwagen aufgestellten, drehbaren Ramme eingetrieben worden war, wurde der Stempel herausgezogen und der von der Bretterform eingeschlossene Raum ausbetoniert. Der Stempel ließ sich mühelos und ohne die Schalung zu deformieren herausziehen.

[1]) Eng. Record 1905, S. 388.

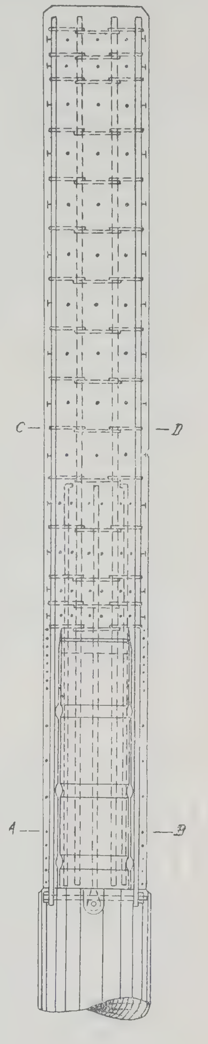
Ein anderes Beispiel gibt nun die Abb. 218 von der Rekonstruktion der Stützmauer in Boulogne sur Mer (siehe hierzu die Beschreibung im II. Kapitel Mauerwerksbau), wo eine besonders geformte Eisenbetonzarge auf den Flachbürsten, die 40 cm im Geviert hatten, aufsitzt, auf denen dann die Eisenbetonständer aufruhen. Eine bemerkenswerte Lösung hat der Unternehmer Möbus, Berlin, durch Aufpfropfen eines Eisenbetonpfahls auf einen Holzpfahl versucht (Abb. 219); diese Form macht das Abschneiden der Holzpfähle überflüssig, erspart also dem Unternehmer bedeutende Unkosten. Sie hat bloß den Nachteil, daß die Länge der Holzpfähle nahezu feststehen muß, was in jedem besonderen Fall durch einen Probepfahl ermittelt werden müßte. Die Abb. 219 zeigt die Ausführungsformen, wie sie bei mehreren Probepfählen (1904) zur Verwendung kamen. Dieselbe Idee ist inzwischen nochmals von Noullet in New-Orleans angegeben worden.[1])

Eine interessante Anwendung wird aus Bridgeport Conn. wie folgt beschrieben: Der Bauplatz liegt von der Flut überschwemmt, jedoch befindet sich dort eine hohe Schlammschicht die bis zum Grundwasserniveau hatte ausgehoben werden müssen. Um dieses zu ersparen, wurde der folgende Vorgang eingeschlagen. Holzpfähle wurden bis an die Bodenhöhe eingerammt, hierauf ein Dorn in das Holz eingeschlagen und nun eine hohle eiserne Jungfer aufgesetzt von 30 cm Durchmesser, mittels welcher der Pfahl bis unter Wasser eingetrieben wurde. Es wurde schließlich in diese Rohre Beton eingefüllt und in dem Maße, als derselbe eingestampft wurde, zurückgezogen.[2])

Ein weiteres Beispiel ist der Bau in Brunswick Ga., wo der Landungssteg aus Eisenbetonpfählen hergestellt wurde. Für das weiter rückwärtsliegende Gebäude wurde die Anwendung von Holzpfählen billiger gefunden, die in der Wasserhöhe abgeschnitten worden waren, und auf welche Eisenbetonpfähle aufgepfropft wurden.[3])

Die verschiedenen Imprägnierungsverfahren können natürlich die Lebensdauer der Pfähle bedeutend verlängern, und wird ein gleichzeitiges Einhüllen in Beton diese Wirkung weiter erhöhen.

b) Schutz gegen den Bohrwurm (Teredo navalis), die Bohrkäfer (Limnoria Terebanum), Holzassel (Limnoria lignorum) und die Larve des Käfers (Nacerdes melanura). Auch gegen diese mannigfachen Feinde der Holzpfähle bieten die Teerung und sonstige Imprägnierungen nur einen vorübergehenden Schutz. Abb. 220a zeigt die Arbeit des Teredo an geteerten Pfählen nach sechs Monaten. Die Abb. 220b zeigt den Querschnitt eines durch Teredo zerstörten 38 cm starken Zedernholzpfahles, die Abb. 220c den eines von Limnoria zerstörten 35 cm starken Tannenholzpfahles von der Broadwaybrücke in Boston. Diese Zerstörungen sind unter südlichen Klimaten augenfällig, jedoch auch im Norden unvermeidlich, z. B. wurde im Hafen von Aalbrog (Dänemark) nach zwei Jahren ein Holzpfahl etwa auf den halben Querschnitt reduziert vorgefunden. Glücklicherweise beschränken sich diese Feinde des Holzes in ihrem Aufenthalt auf die Meeresküste, wo dann aber der Ingenieur vor eine doppelt schwierige Aufgabe



Schnitt $A-B$.



Schnitt $C-D$.

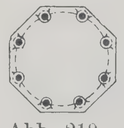


Abb. 219.

[1]) Siehe Eng. Record 1909, 25. Dezember, S. 37 der Beilage.
[2]) Siehe auch Abb. 295 und das dort beschriebene Verfahren Simplex.
[3]) Siehe auch Abb. 127 (Ferth Amboy) in demselben Band III, Abschnitt Mauerwerksbau und Abb. 187 (Rille) im IV. Band, zweite Auflage, Abschnitt Wasserbau.

gestellt ist, da auch alle anderen Baumaterialien in dieser Lage einer besonders intensiven Zerstörung ausgesetzt sind. Über den Widerstand des in diesem Falle immer fettgemischten Betons gegen Meerwasser liegt bisher keine nachteilige Nachricht vor. Die Angriffspunkte der verschiedenen Weichtiere und Insekten liegen zwischen 10 cm unter dem Meeresschlamm bis 30 cm über der höchsten Flut. Es handelt sich also darum, diese Fläche gegen eine direkte Berührung mit Meerwasser zu schützen. Dies



Abb. 220 a.



Abb. 220 b.

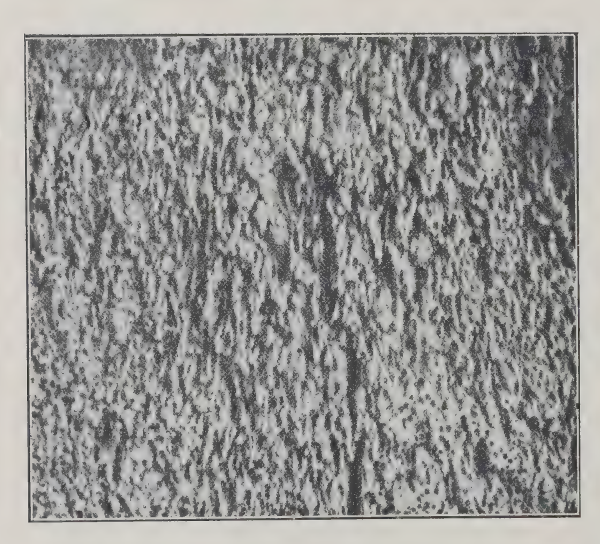


Abb. 220 c.

geschieht in verschiedener Weise mit Hilfe von Beton, so z. B. durch einen Betonvorhang für den ganzen Pfahlrost, wie aus den folgenden Beispielen ersichtlich.

Bei der auf hohem Pfahlrost gegründeten, im oberen Teile massiven Kaimauer des Kopenhagener Freihafens wurde die vorderste Pfahlreihe auf der Außenseite mit Monierplatten von 6 cm Stärke, auf der Innenseite mit Holzbohlen verkleidet und der Raum zwischen beiden Wänden mit Beton in der Mischung 1 : 5 : 10 ausgefüllt (Abb. 221). Auf diese Weise erhielt der unter Wasser befindliche Teil der Kaimauer eine von dem Bohrwurm und ähnlichen Schädlingen unangreifbare Schutzhaut, gleichzeitig wurde für die Hinterfüllungserde der erforderliche dichte Abschluß gewonnen.[1])

Das gleiche Ziel wurde bei der Kaimauer im Hafen von Kiautschou durch Anordnung einer Eisenbetonspundwand an der Vorderseite des Pfahlrostes erreicht[2])

[1]) Christophe, Der Eisenbeton und seine Anwendung.
[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 616.

(Abb. 222), deren Bewehrung nach der von Rechtern ersonnenen Anordnung aus I-Eisen besteht. Zu beachten ist ferner bei diesem Bauwerk, daß die auf den Pfahlköpfen ruhende Betonplatte durch in der Längsrichtung angeordnete ⊏-Eisen verstärkt ist, die die Pfähle zangenartig umfassen.

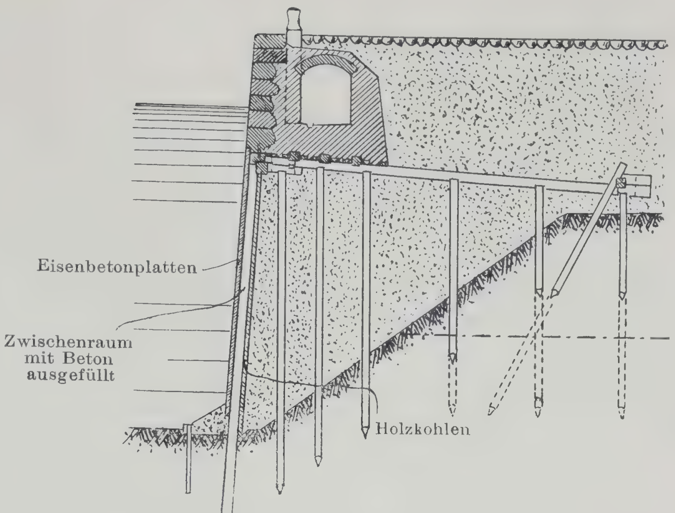


Abb. 221. Kaimauer in Kopenhagen.

Ferner dient demselben Zweck eine Schutzwand vor der zu hoch gegründeten Kaimauer im Fischereihafen von Sables d'Olonnest[1]) (Abb. 223), bei der eine nach der Bauweise Hennebique angefertigte Spundwand vor die vorhandene Mauer vorgerammt und mit ihr durch eine Eisenbetonverankerung verbunden wurde. Die Spundbohlen erhielten wegen des aus hartem Kleiboden mit Steinen bestehenden Untergrundes eiserne Schuhe und zeigten sich nach dem Einrammen unbeschädigt und wasserdicht. Vor dem Einbringen wurden sie mit warm gemachtem Teer oder einer Mischung von Harz, Öl und Schwefel gestrichen, um der schädlichen Einwirkung des Seewassers zu begegnen.

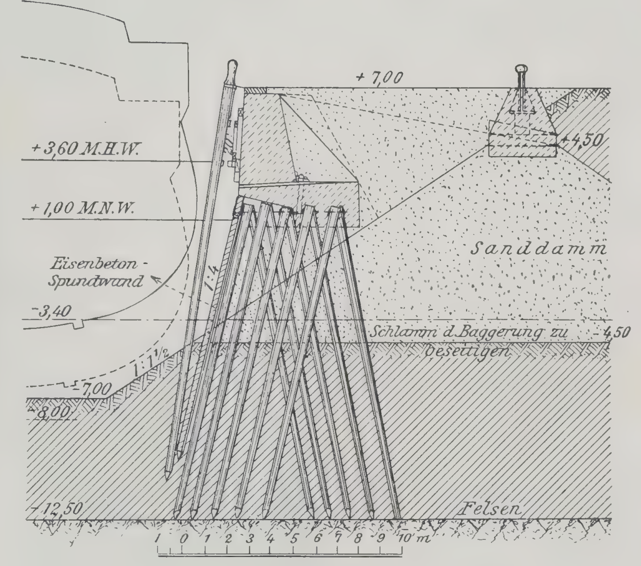


Abb. 222. Hafenmauer in Kiautschou.

Schließlich zeigt Abb. 224a u. 224b eine Kaimauer der Fitchbury-Eisenbahn im Hafen des Arsenals der Verein. Staaten-Regierung in Charlestown. Es ist hierbei nicht nur die Verbindung des Betons mit Köpfen der Holzkrippen bemerkenswert, sondern auch die Art der Bewehrung durch Streckmetall

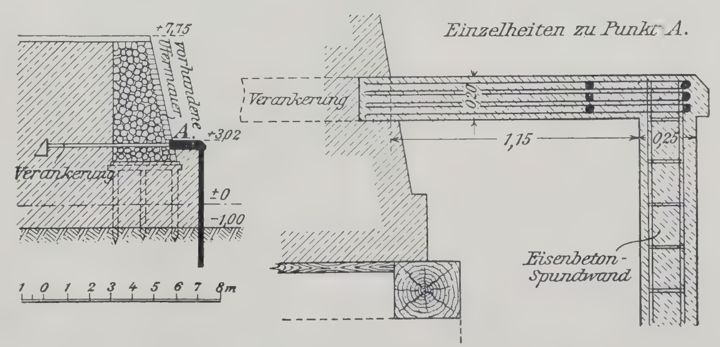


Abb. 223. Hafenmauer in Sables d'Olonnest.

[1]) Tydschrift van het Kon. Inst. van Jngenieurs 1902, S. 144.

der etwa 60 cm starken Betonschutzwand. Gewöhnlich zieht man es vor, jeden Pfahl einzeln zu umhüllen, obwohl auch eine Zusammenfassung von einzelnen Pfahlgruppen versucht wurde.[1]) Dieser Schutz eines Pfahles kann am besten durch Röhren aus Eisenbeton hergestellt werden. Diese Hülsen können aus aufgeschobenen Röhren bestehen, wie sie uns

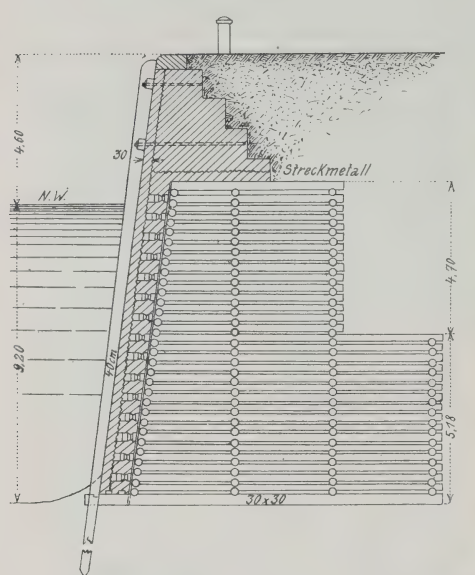




Abb. 224a. Kaimauer in Charlestown. Abb. 224b.

Abb. 225 in der einfachsten Form zeigt. Eine Anwendung bei der Brücke über den Cockl Creek bei Sydney stammt von 1901. Für größere Arbeiten ist die in Abb. 226 ersichtliche Herstellung aus zwei Hälften besser verwendbar, umsomehr, als sie auch nachträglich angebracht werden kann und eine Reparatur gestattet. In jedem Falle muß der Pfahl zu seiner vollständigen Sicherung in der oben erwähnten Ausdehnung bedeckt sein, und zwar zeigt Abb. 227 ein ausgeführtes Beispiel dieser Art. Der Zwischenraum zwischen Röhre und Pfahl wird nach Auspumpen mit Beton oder auch mit eingestampftem reinen Sand gefüllt. Das letztere Füllmaterial soll vollständig verläßlich sein und hat den Vorteil, den Pfählen kleinere Bewegungen innerhalb der Umhüllung zu gestatten. Oben muß die Röhre immer mit Beton abgeschlossen werden, und es empfiehlt sich (Abb. 225), die Bewehrungseisen des Überbaues in die Röhre hinabreichen zu lassen. Ausführungen dieser Art sind zahlreich an den Küsten Nordamerikas, herrührend von der Lock-Joint Pile Co.

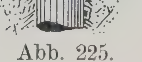


Abb. 225. Abb. 226.
Schutzröhren für Holzpfähle.

[1]) Siehe in Band IV, zweite Auflage, Abb. 322 bis 325.

Dieselbe hat eine Reihe von großen Bauten durchgeführt, so z. B. den Landungssteg der V. St. Obst-Versandgesellschaft in Bocas Del Toro, Panama[1] (Abb. 228). Derselbe hat eine Länge von 210 m und die im ganzen nahezu 500 Pfählen werden in einen Seeschlamm eingetrieben, der oberflächlich aus lebenden Korallen besteht. Die 15 m langen Pfähle wurden mit etwa 11 t belastet, nachdem sie unter einem Bären von 900 kg und 75 cm Hub 12 mm gezogen hatten, ohne daß sich eine Setzung unter dieser Last zeigte.



Abb. 227. Geschützte Holzpfähle.

Weitere derartige große Arbeiten finden sich zwischen Arcadia und Boca Granda in Florida.[2] Diese Arbeit umfaßt eine Verbindungsbahn von 3 km Länge mit 3350 13 m langen Pfählen.

Ein anderer Vorschlag dieser Art findet sich Eng. Record 1908, 24. Oktober, S. 474.

Schutz eiserner Tragpfähle. Eiserne Pfähle sind nur bei gleichzeitigem Zutritt von Luft und Wasser der Verrostung ausgesetzt. Es genügt daher, sie nur so weit mit Beton zu umhüllen, als sie aus dem Grundwasser herausragen, wenn man ihren Bestand sichergestellt haben will. Ein Beispiel dieser Art bieten uns die Brückenwiderlager und Pfeiler, wie sie Herr Oberingenieur Roßmanith in Beton u. Eisen 1906, S. 59 beschreibt. Der Herrn Rechtern patentierte Pfahl aus I-Eisen mit einer Schutzschicht aus Beton (Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 617) gehört auch hierher (Abb. 223). Eine weitere Ausführung dieser Art sind die betonumhüllten Eisenpfähle der Landungsbrücke von Lome in Togo, wie sie von der Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ausgeführt wurden. Näheres enthält die Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1904, S. 1803, sowie eine Ausführung der Concrete Steel Eng. Co. in New-York, beschrieben in Eng. News vom 6. September 1906 bei einem Kai in Atlantic City.

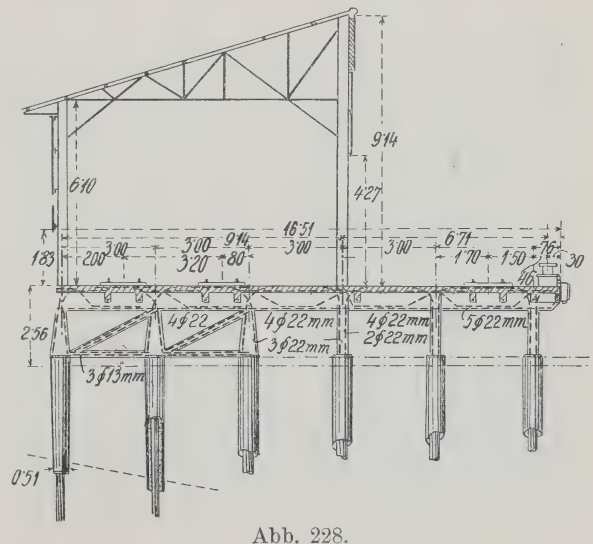


Abb. 228.
Landungssteg in Panama.

[1] Proceedings of the A. S. C. E. 1909, Vol. XXXV, Nr. 7, September, S. 901.
[2] Eng. Record 1908, 4. April, S. 474.

Gerammte Eisenbetonpfähle. Holzpfähle haben außer dem bereits erwähnten noch den weiteren Nachteil, daß sich bei denselben während des Rammens durch schweren Boden oder beim Gebrauch schwerer Rammen Zerstörungserscheinungen unterhalb im Erdreich einstellen, für deren Vorhandensein wir keinen sicheren Anhaltspunkt haben, da sich der Verlust an Tragfähigkeit äußerlich in derselben Weise anzeigt, wie dies auch sonst beim Durchschlagen durch härtere Bodenschichten zu geschehen pflegt.[1]) Gelingt es, nach einem längeren Stillstand durch einen größeren Kraftaufwand die harte Schicht zu durchbrechen, so ist ein stärkeres Ziehen der Pfähle natürlich, ohne daß man beurteilen kann, ob hierbei die Pfähle, sei es an der Spitze oder aber sonst an einer schwachen Stelle in der Mitte, zerstört worden sind. Ein Beispiel dieser Art zeigt uns die Abb. 229, die uns den seltenen Fall einiger später wieder bloßgelegter Pfähle von den Hafenbauten in Danville, Ill. darstellt. Es wurden dort Pfähle, die am schwachen Ende etwa 20 cm stark waren, 5,40 m mit einem Bärgewicht von 1000 kg eingetrieben. Man sah darauf, daß dieselben durch die leichten überlagernden Schichten hindurch bis zu einem festen Lehm hinabgetrieben wurden, in welchen man sie einige Zentimeter mit dem dargestellten Effekte hineinzutreiben versuchte. Gerade bei einem Boden, in welchem wasserführende und feste Schichten wechseln, wiederholt sich immer die Aufgabe, die letzteren zu durchrammen, soweit sie nicht verläßlich genug erscheinen, und dabei tritt dieselbe Erscheinung zutage, wenn dieser Widerstand ihre Festigkeit übertrifft. Abb. 230 zeigt uns mehrere derartige, später wieder entfernte Pfähle, die man für vollständig tragfähig hielt. Erst nachträglich beim Umbau erfuhr man den Grund für die Senkung des Bauwerks. Man ist gezwungen, in solch einem Falle zu viel stärkeren Pfählen zu greifen, als wie sie sonst nötig wären, nur um so die Zerstörung

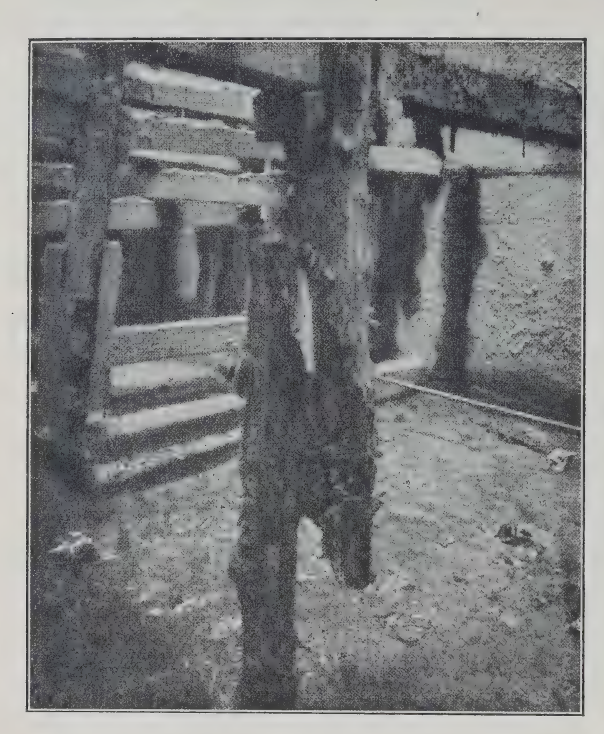


Abb. 229. Wieder ausgegrabene Pfähle.



Abb. 230. Beim Rammen zerstörte Holzpfähle.

[1]) Eng. News 1902, 25. November, S. 326.

während des Einrammens zu verhindern. Dieser Forderung läßt sich beim Eisenbeton immer entsprechen. Während die Verstärkung des Querschnitts bei einem Holzpfahl ebenso wie eine außergewöhnliche Länge sehr kostspielig, wenn nicht unmöglich ist, bleibt es bei den Eisenbetonpfählen allein dem freien Ermessen des Ingenieurs anheimgestellt, welche Abmessungen er denselben gibt, um diesen Forderungen ohne wesentliche Mehrkosten zu entsprechen.



Abb. 231. Pfähle, die Hennebique in Paris 1894 bei der Fabrik Levallois-Peret probeweise eingetrieben und wieder herausgezogen hat.

Man hat bei dem Pfahl zunächst das Holz nachgeahmt, wie die Abb. 231 zeigt, die uns Pfähle aus 1894 vorführt. In bezug auf Bewehrung hat man sie wie eine Säule gebaut (Abb. 232). Die Pfahlspitze wurde mit Eisenblech bewehrt und der Zerstörung des Pfahlkopfes durch elastische Zwischenmittel einer Jungfer vorgebeugt. Über den Einfluß, den die richtige Bewehrung auf die Festigkeit der Pfähle hatte, war man sich anfangs nicht hinreichend klar, und mußte man dort, wo man sich zur versuchsweisen Anwendung entschloß, ein entsprechendes Lehrgeld zahlen. So zeigt die Abb. 231 deutlich die weite Entfernung der Bügel am Pfahlkopf und die daraus abgeleitete Zerstörung desselben. Manche über den ganzen Vorschlag abfällige fachliche Äußerung stammt aus dieser Zeit, trotzdem sich die Ausführungen zunächst auf Bauten in Seeschlamm oder entsprechend weichem Terrain beschränkt haben, wie es an der Meeresküste Frankreichs, Englands, Hollands und an einigen Punkten des Binnenlandes, wie Nantes, vorgefunden

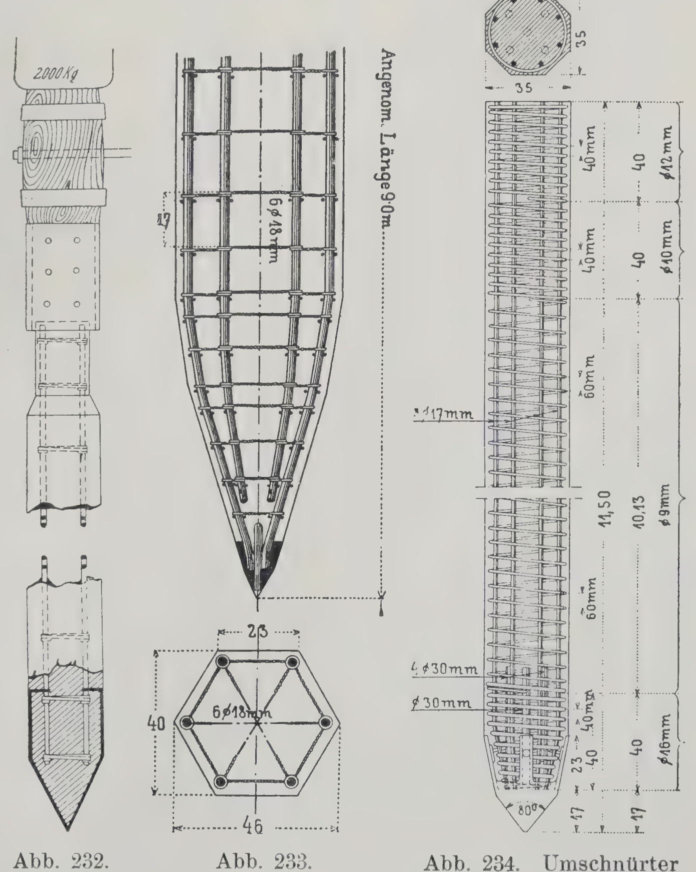


Abb. 232. Alte Form.

Abb. 233. Pfahl nach Züblin.

Abb. 234. Umschnürter Pfahl nach Considère.

wird. Der erste systematische Nachweis über die richtige Bewehrungsform ist beim Bau des Amtsgerichtsgebäudes auf dem Wedding in Berlin 1902 gelungen, wo die Rolle der Querbewehrung durch Versuchspfähle mit verschiedenen Eiseneinlagen klargelegt wurde.[1]) Der heutige Stand der Frage wird durch die in der Abb. 233 u. 234 dargestellten Querschnittsformen gekennzeichnet, wie sie Züblin und Considère gebrauchen. Bezüglich der Pfahlspitze ist der Gebrauch eines besonderen Eisenbeschlages ebenso wie bei Holzpfählen kein unbedingt notwendiger, sondern ein vom jeweiligen Boden abhängiger (Abb. 184a). Die Abb. 235 zeigt uns die von Züblin patentierte Form derselben, und bezüglich anderer Lösungen sei auf die Abb. 236a bei umschnürten Pfählen verwiesen. Der in Abb. 236a gezeigte Schuh ist bei der Rekonstruktion des Kais (Abb. 138, Kapitel Mauerwerksbau) gebraucht worden, während in dem festeren Boden bei Noisiel (Abb. 234) die Pfahlspitze eines 35 cm-Pfahls nur 40 cm lang war und einen Winkel von 80° gezeigt hat. Es muß der Winkel des Schuhes dem Bodenmaterial angepaßt werden. Je fester der Boden, desto weniger schlank dürfen die Spitzen sein, als deren mittleres Maß der zweifache Pfahldurchmesser gilt. Eine andere Form der Spitze zeigt Abb. 236b, wie sie bei der Ladebrücke in Novorosisk (Rußland) Verwendung fand. Eine mit Blech beschlagene Pfahlspitze zeigt IV. Band, zweite Auflage Abb. 315 sowie Abb. 29 des Kapitels Wasserbau. Die Länge solcher Pfähle ist, wie bereits erwähnt, nicht beschränkt, die längsten, bisher in einem Stück hergestellten Pfähle hatten 22 m. — Bei größeren eingerammten Längen, immer aber bei Langpfählen, wird es sich empfehlen, bei denselben über ein gewisses, durch die Höhe des Rammgerüstes gegebenes Maß nicht hinauszugehen, sondern die Pfähle später aufzupfropfen. Dieser auch sonst in der Verbindung mit dem Aufbau befolgte Vorgang besteht in der Entfernung des Betons vom Pfahlkopf und Einbetonierung der bloßgelegten Bewehrung gemeinsam mit der Verlängerung.

Abb. 235. Pfahlspitze nach Züblin.

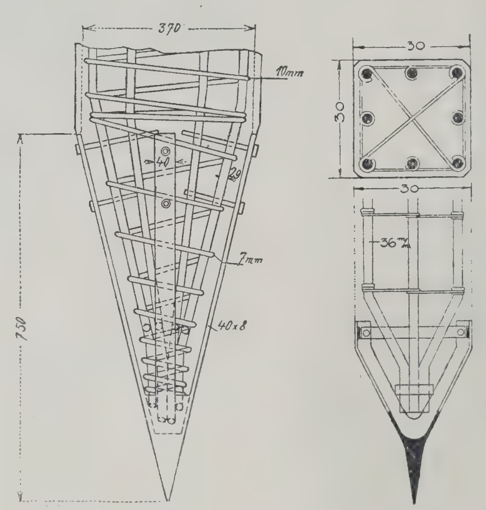


Abb. 236a Pfahlspitze nach Hennebique.

Abb. 236b. Pfahl in Novorosisk.

Bei den ersten Herstellungen von Eisenbetonpfählen glaubte man, darauf Gewicht legen zu müssen, daß der Beton in die Pfähle auch stehend eingerammt wird. Es bedurfte dies umfangreicher Gerüstungen (Abb. 237), wie aus den Beschreibungen in Southampton oder in Hamburg in „Beton u. Eisen“ 1903/04 ersichtlich, wobei die Kosten des Vorgangs sich wesentlich erhöhten. Heute weiß man, daß auch liegend hergestellte

[1]) Beton u. Eisen 1903, S. 296.

Pfähle eine hinreichende Festigkeit ergeben. was wesentlich einfacher ist. Da man aber bei einer vertikalen Stampfung zweifelsohne bessere Festigkeit erzielen kann, so greift man doch auch heute noch häufig genug auf diese Herstellungsmethode zurück, wie z. B. in Prag beim Bau des Palacky-Monuments (Abb. 238).[1])

So zweifelsohne es ist, daß die Herstellung vertikal gestampfter Pfähle bessere Resultate ergibt, so ist der Vorteil, insbesondere mit Rücksicht auf die Möglichkeit einer sorgfältigen Herstellung und Überwachung bei horizontaler Lage doch nicht so groß, um sie unter allen Umständen zu fordern. Auch werden ökonomische Erwägungen angestellt werden müssen und der zur Verfügung stehende Raum für die Durchführung ausschlaggebend sein; ebenso auch die Zufuhrverhältnisse, so z. B. wenn es möglich ist, die Pfähle in der Fabrik herstellen zu lassen. Die Abb. 237 zeigt uns eine Ausführung der Firma Sosnowski u. Zachariewicz in Lemberg. Das Einstampfen erfolgt von verschiedenen Etagen aus und die Stampfbrücken sind zu diesem Zwecke aufziehbar aufgehängt. Für die höheren Teile des Pfahles ist eine maschinelle Vorrichtung zum Emporheben des Betons vorgesorgt. Um den Betrieb rationell zu machen, müssen immer mehrere Pfähle auf einmal gestampft und dann die Stampfbrücke 1 m höhergezogen werden. Ein großer Nachteil dieser Anordnung ist der Umstand, daß der Pfahl nicht vor einer Woche aus der

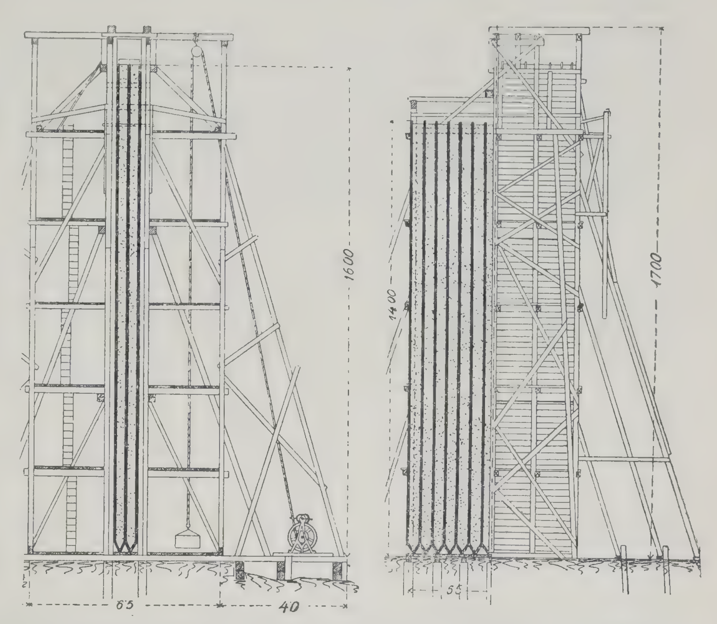


Abb. 237. Gerüst zur vertikalen Einbetonierung von Pfählen.



Abb. 238. Vertikale Erzeugung der Pfähle in Prag.

[1]) Beton u. Eisen 1910.

Form genommen werden kann, da er sonst den Transport kaum verträgt. Für denselben Zweck zeigt Abb. 239 eine passende Anordnung der Verschalung bei viereckigen Säulen nach Schnyder-Burgdorf.[1]) Dieselbe besteht aus zwei Teilen, die in der Mitte auf den Balken I aufruhen und so verbunden sind, daß man nach einem

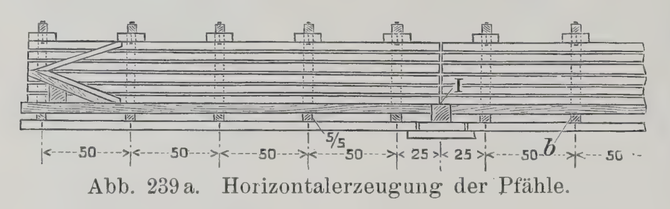


Abb. 239 a. Horizontalerzeugung der Pfähle.

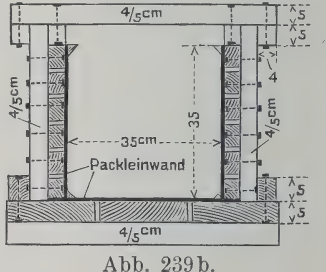


Abb. 239 b.

Tage dieselben entfernen und neu verwenden kann. Bezüglich einer weiteren praktischen Form sei auf die Darstellung derselben von J. Meusch in Beton u. Eisen 1909, Heft VI, S. 139 verwiesen. Die Abb. 240 zeigt eine liegende Anordnung bei Fünfeckpfählen. Formen von zugespitzten Pfählen finden sich in Eng. News vom 20. Mai 1909, S. 546 dargestellt vor.

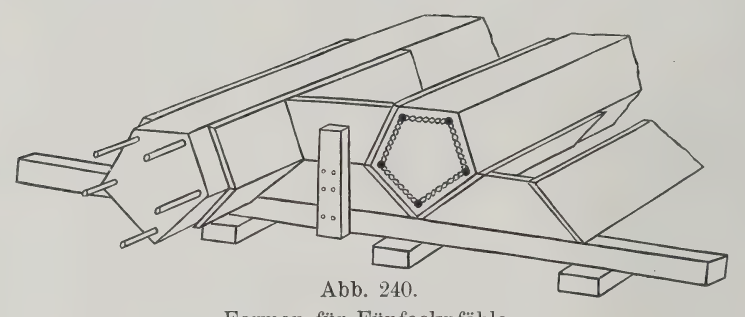


Abb. 240.
Formen für Fünfeckpfähle.

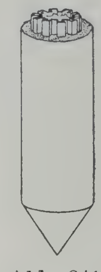


Abb. 241.

Bei der Wahl der Mischung kommt in Betracht, wie lange man den Pfählen Zeit zur Erhärtung vor der Einrammung gibt. Bei einer Mischung von 1 : 2 : 3 sollte der Pfahl wenigstens fünf Wochen Zeit zur Erhärtung haben. Je früher er in Gebrauch genommen wird, desto fetter muß die Mischung sein.

Considère verwendete in Noisiel 450 kg Portlandzement auf 1 m³ Beton (400 l Sand bis 5 mm und 800 l Schotter 10 bis 25 mm). Alter der Pfähle 90 bis 50 Tage, bei noch jüngeren wurde die Fallhöhe des 2000 kg-Bären von 2 auf 1,20 m herabgesetzt. Hennebique nahm beim Viadukt in Merxem[1]) 900 l Rollschotter, 500 l Sand auf 350 kg Zement. Bärgewicht 900 kg, Fallhöhe 1,3 m. Diese mit 25 kg/cm² belasteten Pfählen haben nach sechs Wochen eine Bruchlast von 108 bis 160 kg/cm² ergeben.

Die Längsbewehrung hat die Aufgabe. den Transport zu erleichtern und der Knickbeanspruchung während des Einrammens Widerstand zu leisten, sie kann daher nicht unter ein gewisses Maß herabgesetzt werden. Anders liegen die Verhältnisse, wenn der Pfahl als Verankerung dient und durch Seitenkräfte auf Biegung beansprucht ist (siehe S. 186). Diese Kräfte sind in der Bewehrung entsprechend zu berücksichtigen. Considère bewehrt seine Pfähle bei reinem Druck mit 1,8 vH. in der Länge und 1,2 vH. in der Quere. Die Längsbewehrungen betragen sonst 1,5 bis etwas unter 1 vH. des gesamten Querschnitts, oft noch weniger, wie z. B. 4 R.-E. 14 mm auf 35×35 in Merxem, d. i. nur $^1/_2$ vH. bei 4 m langen Pfählen. Abb. 240 zeigt eine vollwandige Spezialform.

Die Querbewehrung wird nach denselben Gesichtspunkten wie bei Säulen zu

[1]) Schweizer. Techniker-Ztg. 1909, S. 72.

beurteilen sein, und sei auf die dort angeführten Beispiele verwiesen. Im allgemeinen genügt die gewöhnliche Bügelverbindung, besonders wenn sie abwechselnd radial und

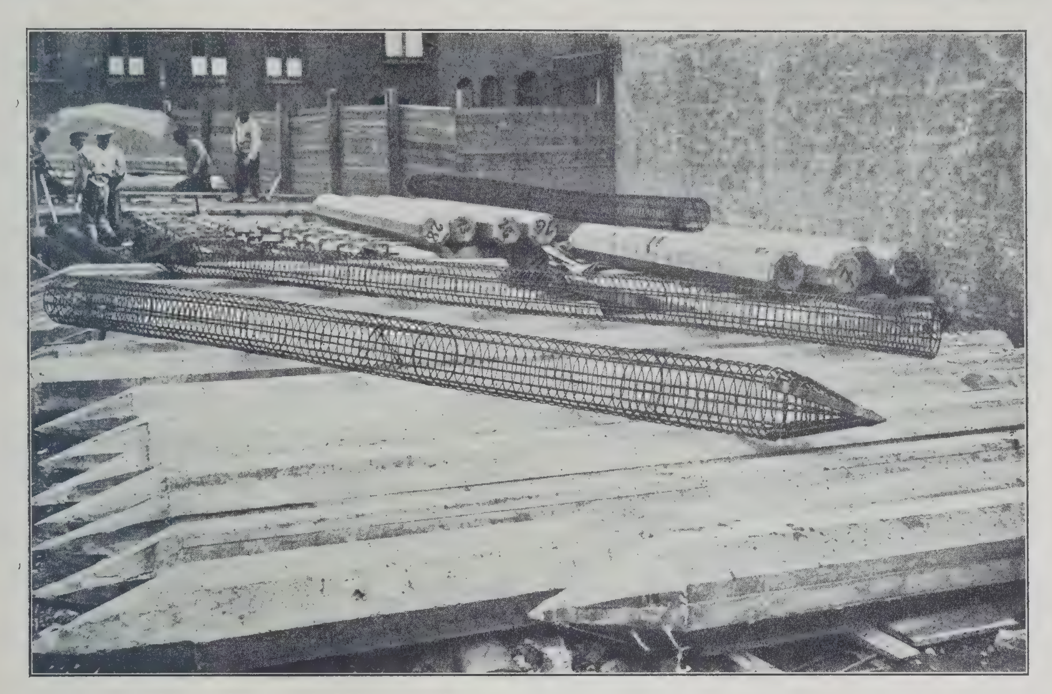


Abb. 242. Umschnürte Pfähle der Firma Wayss u. Freytag.

längs des Umfangs gelegt wird. Wie seinerzeit vom Verfasser im Versuchswege nachgewiesen,[1]) spielt hierbei das pralle Anziehen eine für die Wirksamkeit der Bügel wichtige Rolle, die nicht durch die Eisenmenge ersetzt werden kann. Der große Nachteil bei der horizontalen Herstellung der Säulen besteht darin, daß bei demselben den Bügeln ungleich wie beim vertikalen Einstampfen keine Anfangsspannung gegeben wird. Dieselbe stellt sich bei Verwendung der Considèreschen Spiralbewehrung

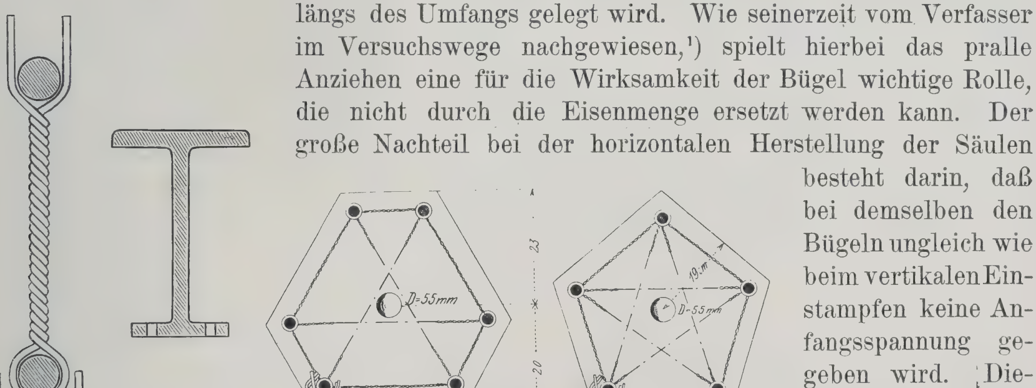
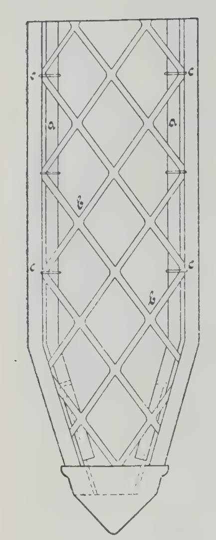


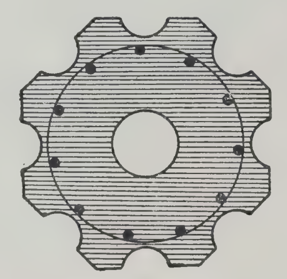
Abb. 243a. Abb. 243b. Abb. 243c.
Umschnürung nach Züblin.

(Abb. 242) durch den Herstellungsvorgang immer ein. In ganz besonders wirksamer Weise wird dieselbe durch den in Abb. 243a dargestellten Vorgang erzielt, einen Vorgang, den die Firma Züblin in die Praxis eingeführt hat. Die Abb. 243b stellt den dabei gebrauchten Schlüssel dar. Die Abb. 243c sind die von Züblin verwendeten Querschnitte. Nach einem Patent der Firma Weirich u. Reinken in Kiel wird zur Querverbindung Streckmetall (Abb. 244) benutzt, und kann auf diese Weise, wenn man

[1]) Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VIII. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

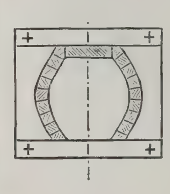

Abb. 244. Pfahl nach Weirich u. Reinken.

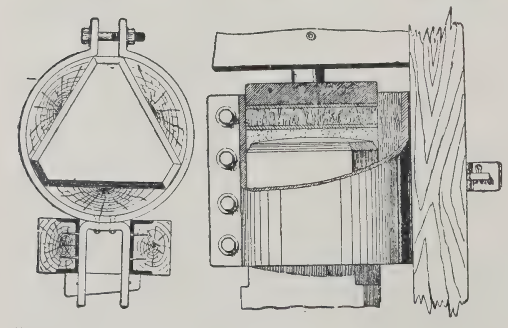
außerdem noch durch eine entsprechende Zahl Hauptbügel nachhilft, eine in ihrer Art besonders wirksame Umschnürung hergestellt werden, weil das Streckmetall die Zwischenräume zwischen Bügel wirksam abschließt.[1]) Für die Querschnittsform sind die verschiedensten Drei- und Mehrecke angewendet worden, ohne daß sich für dieselben besondere Vorteile anführen ließen, mit einziger Ausnahme der nach Gilbreth vorgeschlagenen (Abb. 245), die dem Pfahl eine gute Führung beim Eintreiben sowie eine vermehrte Reibung sichert. Runde Pfähle (Abb. 231) sind selten, da ihre Herstellung (Abb. 246a u. b.) Schwierigkeiten bei der Formgebung bedeutet (siehe auch Abb. 295).


Abb. 245. Gerippter Pfahl nach Gilbreth.

Es ist Aufgabe einer besonders kräftigen Schlaghaube gewesen, den direkten, den Beton zerstörenden Stoß des Bären zu mildern und zu verteilen. Dies geschah durch einen den Kopf des Pfahles umfassenden Ring und Zwischenmittel zwischen demselben und dem Bären. Die Abb. 232 zeigt uns die alte Anordnung[2]) von Hennebique, welche auch noch heute in Gebrauch steht. Abb. 247 zeigt die in Berlin 1902 angewendete Vorrichtung, Abb. 248a die aus Charlottenburg 1907. Abb. 248b stellt den heute seltenen Fall der Zerstörung eines solchen Pfahles dar. Abb. 249 zeigt jene Schlaghaube, wie sie Züblin auf Grund seiner Erfahrungen mit Hennebiqueschen Pfählen entworfen hat, Abb. 267b jene von Gilbreth mit Druckrohr. T. Larsen versucht die Frage durch eine direkte Übertragung des Stoßes mittels eines zentralen Eisenrohrs auf den Pfahlschuh zu lösen.[3]) Considère verzichtet bei seinen verschnürten Pfählen beim Bau in Noisiel auf dieselben ganz und berichtet in „Beton u. Eisen“ 1906, S. 297, daß unter den 470 eingeschlagenen Pfählen nicht ein einziger zerstört wurde, trotzdem mit einem Bärgewicht von 2000 kg, einer Fallhöhe bis 2 m bis zum vollständigen Still-

Abb. 246a. Herstellung runder Pfähle.


Abb. 246b.


Pfahlhaube 1902. Abb. 247.

[1]) Siehe Beton u. Eisen 1909, Heft I, S. 31 und Deutsche Bauztg. 1910, Zementbeilage Nr. 4, 16. Februar.
[2]) Annales des travaux publiques de Belgique 1907, S. 45.
[3]) Zentralbl. d. Bauverw. 1907, 23. Februar, S. 120.

stande gerammt wurde. Unter den Stößen des Rammbären hat sich dabei eine 8 bis 15 cm oberste Schicht gelockert (Abb. 250), die ja sowieso entfernt werden muß. Es ist dies mit Rücksicht auf den großen Kraftverlust durch die sonst nötige Anordnung als ein wesentlicher Fortschritt zu bezeichnen. Wie aus den Abb. 233 u. 234 ersichtlich, hat man die Verschnürungen am Kopf und in der Spitze entsprechend verstärkt. Hier ist auch der Ort, eine weitere Herstellungsweise von Chenoweth zu erwähnen, wenn sie auch nur eine beschränkte Anwendung gefunden hat. In diesem Falle wird ein Tragnetz von 12 mm Maschenweite an ein Rundeisen oder Gasrohr befestigt, welches als Drehmittelpunkt dient, das andere Ende des Netzes ist befestigt und auf dem Ganzen die weitere Bewehrung und eine Betonlage so aufgebracht, daß das Ganze wie ein Strudel

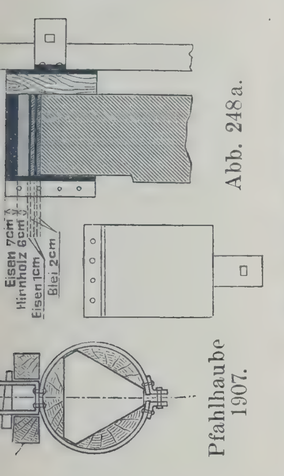


Abb. 248a.

Pfahlhaube 1907.

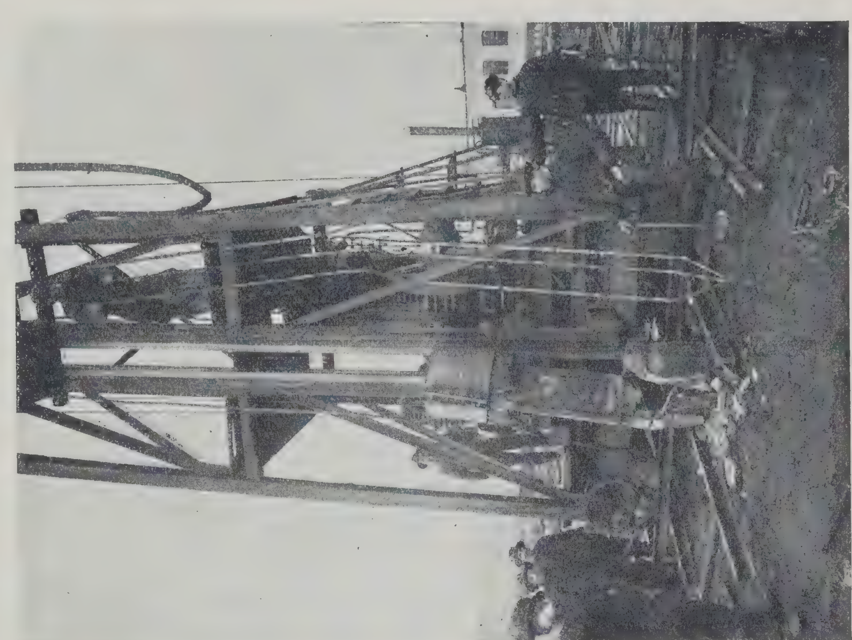


Abb. 248b.
Ein zerschlagener Pfahl.

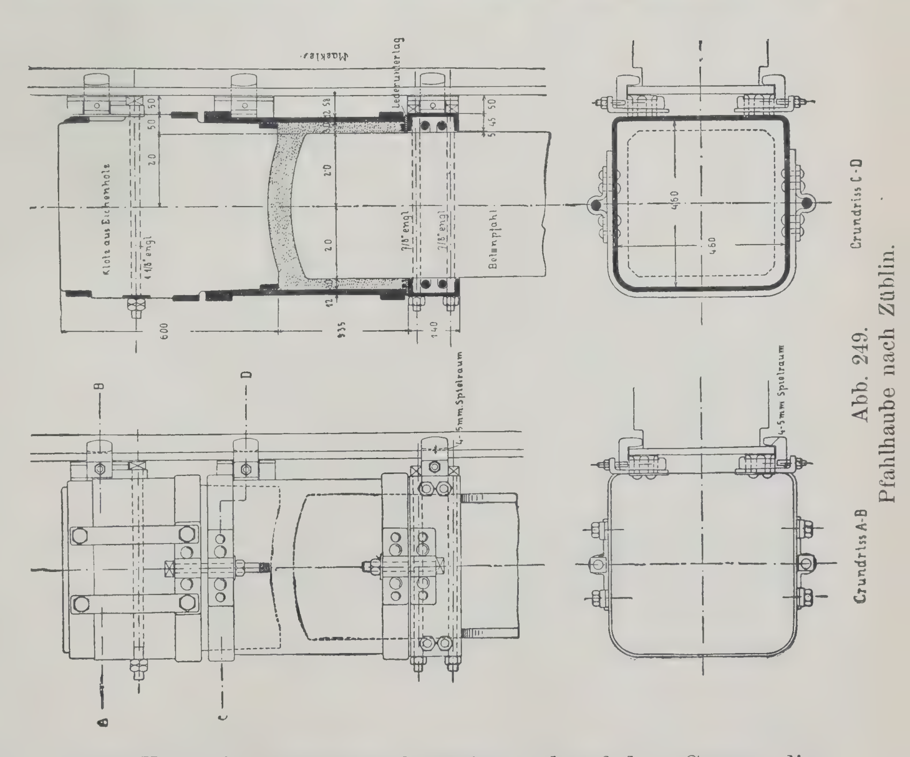


Abb. 249.
Pfahlhaube nach Züblin.

beim Zuckerbäcker aufgerollt werden kann (Abb. 251) und schließlich nur der nötigen Bügel bedarf in Abständen von etwa 15 cm. An Stelle dieser Bügel finden sich bei einer anderen Anordnung an dem freien Ende des Tragnetzes Bolzen befestigt vor von etwas kleinerem Durchmesser wie die Maschenweite. Diese werden nun in den Körper des Pfahles hineingestoßen und so die Rolle zugeknöpft. Dieser ganze Vorgang spielt sich auf einer geneigten Ebene ab (Abb. 252), so daß der fertige Pfahl von dieser auf einen Wagen und von diesem wieder auf seinen endgültigen Ruheplatz abgerollt werden kann. Es sind auf diese Weise Pfähle bis zu 18 m Länge hergestellt worden. Verwendung haben sie z. B. gefunden bei den Bauten der Brighton Beach-Eisenbahn Brooklyns.



Abb. 250. 12 m lange umschnürte Pfähle mit einem Bären von 2 t gerammt.

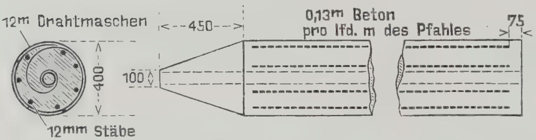


Abb. 251. Pfahl nach Chenoweth.

Um zunächst einige ältere Beispiele aus der großen Zahl mit gewöhnlichen Eisenbetonpfählen anzuführen: Kaimauer in Chautenay-sur-Loire bei Nantes (Abb. 284 im IV. Band des Kapitels „Wasserbau") ist der erste größere von Hennebique ausgeführte Bau 1897; Landungskai in Southampton hat quadratische Pfähle 30 × 30, Länge 10 bis 12 m, Kosten 325 Francs für 1 lfd. m Mauer; Bau in Nantes „Grand Moulin" (Abb. 283 des Kapitels „Wasserbau"). Bei dem Ladekai in Woolston 1903 mit einer Nutzlast von 2800 kg/m² und einem 30 t-Tram finden wir zuerst die Verwendung dieses Bauteils in größerem Maßstabe zu Landungsstegen. Siehe weiters im Kapitel „Wasserbau" die Abb. 316 bis 350, so z. B. den 250 m langen Promenadenkai in Arachon; die Ufermauer in Cherbourg, Pfahlquerschnitt 40 × 40, 14,8 m lang; den Ladekai in Dagenham u. v. a. m.



Abb. 252. Herstellung gerollter Pfähle.

Schließlich sei noch aus der großen Zahl von Beispielen der Ladungskai in Brunswick, Ia.[1]) erwähnt, der allein 1450 Pfähle von 9,6 bis 15 m Länge erfordert hat.

[1]) Eng. News 1906, 20. Dezember. S. 655.

Als Beispiele von auf Betonpfählen fundierten Bogenbrücken seien die folgenden aus der großen Zahl erwähnt: Brücke in Voserecenskaia;[1]) Brücke in Soissons über die Aisne;[2]) Viadukt in Merxem.[3])

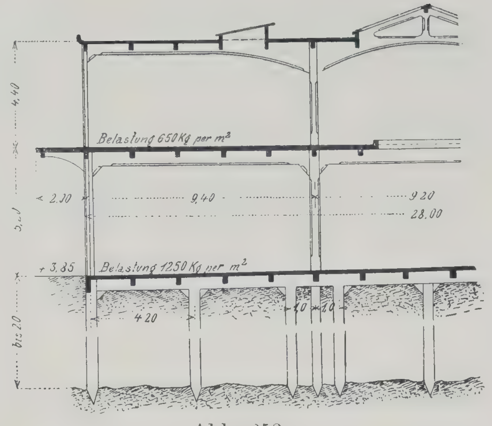


Abb. 253.

Die erste Ausführung in Deutschland rührt von Züblin her, der 1897 zunächst dem deutschen Patentamt die Methode mittels Probepfählungen vorgeführt hat. Die erste Anwendung geschah bei Brückenfundamenten bei der Flutbrücke bei Brunath über die Larg,[4]) später noch bei folgenden Brücken: bei Brüninghofen, über die Zemds, bei Kogenheim bei der Verbreiterung der Weißturmbrücke und der Steinbrücke in Straßburg. In dem letzten Falle waren fünfeckige Pfähle (Abb. 243c) von 34 cm im Durchmesser, 4,5 m lang im Gebrauch. Bärgewicht 1500 kg, Hubhöhe 1,2 bis 2 m, bei durchschnittlichem Ziehen 3 mm für den Schlag. Es waren daher 900 bis 1200 Schläge nötig. — Ferner bei den Brückenbauten der Firmen Thormann u. Stiefel in Augsburg, sowie Herzan u. Uhlir in Prerau und Prag, Zachariewicz u. Sosnowsky in Lemberg. Die Zahl der größeren Hochbauten, die auf Eisenbetonpfählen ruhen, ist enorm, so z. B. die Landungshalle der Holland - Amerika - Linie in Rotterdam am Wilhelmskai (Abb. 253), das Amtsgerichtsgebäude auf dem Wedding in Berlin. Der Querschnitt ist ein



Abb. 254a. Ramme in Hamburg 1904.

[1]) Relevé des travaux en système Hennebique 1904, S. 115.
[2]) Annales des ponts et chaussées 1903 III, 1904 I.
[3]) Annales des travaux publiques de Belgique 1907, Febr.
[4]) Beton u. Eisen 1903, S. 9.

Dreieck (Abb. 247), fester Grund war in 22 m, Länge 5 bis 8 m, Anzahl 900. Rammbär 2500 kg mit 2 m Fallhöhe, Kosten 10 Mark für 1 lfd. m. Hauptbahnhof in Hamburg (Abb. 254). Quadratische Pfähle 36×36, Querverband alle 25 cm, Länge 5 bis 12 m, Anzahl 580. Bei dieser bedeutenden, unter der Leitung des Ingenieurs Deimling ausgeführten Arbeit sind jene wertvollen Erfahrungen gesammelt worden, die die Firma Züblin in ihren späteren Arbeiten anzuwenden in der Lage war. Die Einzelheiten derselben finden sich in Heft III und IV, 1904 von „Beton u. Eisen“ ausführlich dargestellt. Die Arbeit war in jeder Hinsicht eine äußerst schwierige. Hier sei nur die Beschreibung der in Abb. 254a dargestellten Ramme von Menck u. Hambrock wiederholt.

Die Ramme war fahrbar, drehbar und kippbar, ermöglichte ein exaktes Einstellen, Herabholen der 4 t schweren Pfähle ohne Abhängen des Bären. Auf vier Laufrollen in Distanz von 3,5 cm baute sich der sogenannte Wagen auf,

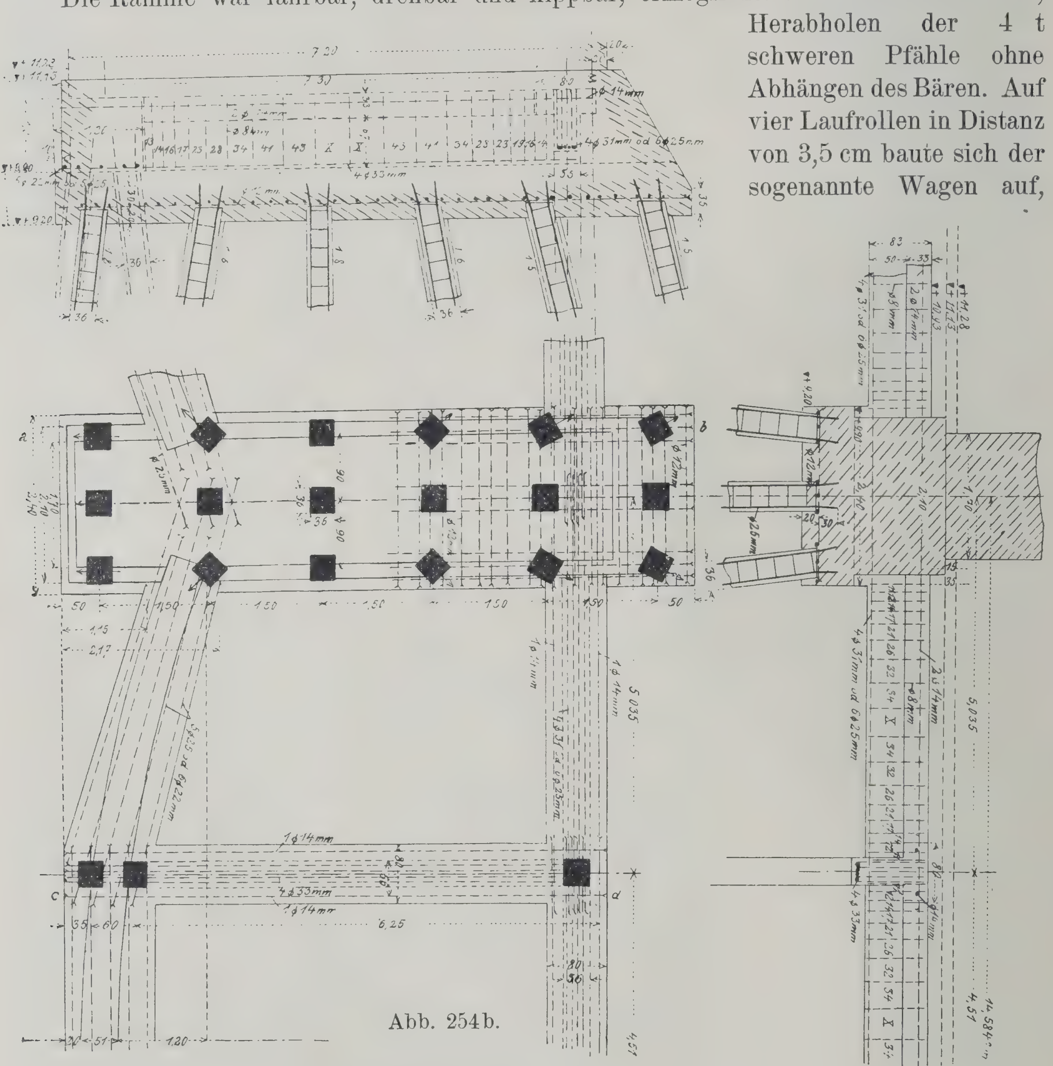


Abb. 254b.

Kasemattenpfeiler beim Bahnhof in Hamburg.

der aus Unter-, Mittel- und Oberwagen besteht und das Gewicht samt Maschine, Kessel usw. trägt. Zur Ausgleichung der Gewichte war Maschine und Kessel möglichst hinten angeordnet.

Zwischen Unter- und Mittelwagen befand sich ein Zahnkranz, auf dessen Innenseite ein Zahnrad läuft, das, fest mit der Oberkonstruktion verbunden, durch Ketten-

getriebe in Drehung versetzt, die Ramme um ihre Mittellage dreht. Unterhalb des Wagens, im inneren Teile, lagerte eine Kettenrolle, an welcher sich die Ramme längs des Gleises unter Zuhilfenahme einer beiderseits festzumachenden Kette hinzieht und so die Längsbewegung ermöglicht.

Zwischen Ober- und Mittelwagen war eine Gleitbahn eingelegt, die zum genauen Einstellen und Verschieben des Oberwagens um 80 cm dient.

Eine Schraubenspindel am hinteren unteren Teile des Gerüstes läßt Schrägstellung nach vorn in 1 : 10, nach hinten in 1 : 5 zu. Der vorn geschlossene Mäkler ist teilbar und so eingerichtet, daß bei tiefliegenden Fundamenten ein Herablassen bis zum

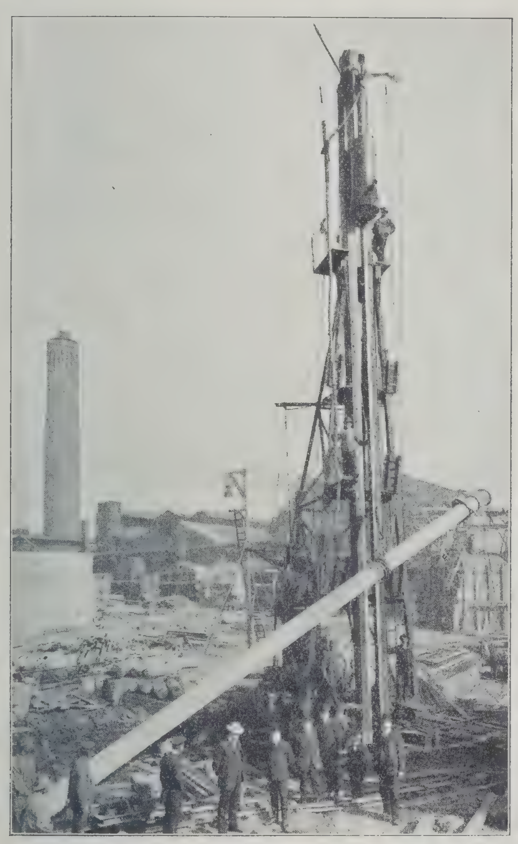


Abb. 255a.



Abb. 255b.

Rammaschinen beim Bau der Singer Manufact. Co. in Wittenberge.

Betrage von 4 m ohne weiteres möglich ist. Der Bär hatte 4 t Gewicht und wird mittels Drahtseils durch eine 8 pferdige Duplexmaschine angehoben; er ist in verschiedenen Höhenlagen feststeckbar.

Zur Heranholung der Pfähle war seitlich der Hauptantriebwinde eine kleinere angebracht, die eine lose Rolle antreibt, an welche der Pfahl angehängt wird, und die beim Rammen hinter demselben herabgleitet.

Jede Etage war mit rückklappbarem Podest versehen, damit der Arbeiter beim Festmachen und Umstampfen festen Stand fassen kann. Der an die Ramme herangeholte Pfahl wurde nun erst mit dem Mäkler durch Gleitbacken und Führungsringe verbunden, je nach seiner Länge ein- oder zweimal, dann hochgezogen und ihm die eigentliche Schlaghaube übergestülpt.

Letztere, aus starkem Blech in Viereckform hergestellt, setzt sich auf den Führungsring auf und wurde mit diesem, um unten einen dichten Abschluß zu erzielen, durch Schrauben fest verbunden. Zwischen Haube und Pfahl verbleibt rings ein Spielraum von 3 cm, der mit feuchtem, gut eingestampftem Sand ausgefüllt wird und jedes seitliche Ausweichen des Betons infolge seiner Pressung und genauen Anschmiegung verhindert.

Über dem Pfahlkopfe (die Haube ragte mit ihrer Länge von 60 cm noch 0,2 cm höher) schüttete man nun Sägespäne ein, komprimierte sie etwas und legte zum Abschluß einen Eschenklotz auf, der, kräftig bewehrt, den direkten Schlag des Bären aufzunehmen hatte. Sämtliche Vorbereitungen zum Rammen sind so weit nun erledigt und jeweilig konnte mit dem Schlagen begonnen werden.



Abb. 256.
Rammung eines schiefen Pfahles.

Eine Darstellung eines dort angewendeten Kasemattenpfeilers gibt die Abb. 254b.

Die Abb. 255 zeigt uns einen spiralbewehrten Pfahl der Firma Wayss u. Freytag während der Einrammung beim Neubau der Singer Manufacturing Co. in Wittenberge. Diese Pfähle hatten einen achteckigen Querschnitt von 55 cm Durchm. und die Belastung betrug 208 t für 1 Säule mit einer rechnungsmäßig nachgewiesenen 5fachen Sicherheit. Die Spiralbewehrung erlaubt eine volle Ausnutzung der Materialeigenschaften und demnach eine sehr schlanke Abmessung der Säulen. So wurden z. B. beim obigen Bau Pfähle von 9 m Länge und nur 13 cm Durchm. verwendet. Der Bär hatte ein Gewicht von 3 t, die Fallhöhe betrug 110 cm. Trotzdem wurde nur zur besseren Verteilung des Stoßes ein $2^1/_2$ cm starkes Brett auf den Pfahlkopf gelegt.

Bei Verwendung derselben Pfähle zur Fundierung des Gasbehälters in Hamburg wurde eine Pfahlhaube mit einer 15 bis 20 cm starken Holzeinlage verwendet. Auf diese Weise gelang es, diese 15 m langen Pfähle unbeschädigt einzutreiben, obwohl einige bis zu 2800 Schläge eines Bären von 4,2 t Gewicht und 1,1 m Fallhöhe erhalten haben.

Die Abb. 256 zeigt uns eine Ramme der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt bei einer Eisenbetonpfählung in Hamburg (Fundierung der Hafnerstraßen-Bahnbrücke) beim Hochziehen eines 13 m langen Pfahles von 36 cm im Geviert. Wie ersichtlich, sind dort die Pfähle schief eingerammt worden. Alle hier dargestellten Rammen stammen von der Firma Menck u. Hambrock her.

Tragfähigkeit der Pfähle.

Am einfachsten scheint sich die Sache, wenn der Pfahl mit seiner Spitze in „festem Boden“ sitzt, also bei einer ausgesprochenen Tiefgründung. Die Sache ist aber, wie später eingehend erklärt, doch nicht so einfach, weil nur in wenigen Fällen eine entsprechende Sicherheit über das Festsitzen wie über den sonstigen Zustand der Pfähle im Erdreich besteht. Könnte man dies sicher voraussetzen, so käme nur die Festigkeit des Pfahlbaustoffes in Frage. Die Rücksichten auf die Knickfestigkeit kommen nur beim Einrammen in Betracht, während sonst der Pfahl im Boden genügend seitlich versteift und entlastet ist, um auf diese Erwägungen zu verzichten und dementsprechend die zulässige Druckinanspruchnahme zu wählen. Man geht trotzdem nicht hoch herauf, gewöhnlich 25 kg/cm² bis etwa 35 kg/cm². Diese Rücksichten dürfen nur bei den sogenannten hohen Pfahlrosten nicht außer acht gelassen werden, und auch sonst bei jenen Fällen, in welchen ein Pfahl in großen Tiefen im dünnflüssigen Schlamm zu stehen kommt, also keine nennenswerte seitliche Versteifung besitzt. Dort hat die Außerachtlassung des Einflusses der freien Knicklänge wiederholt zu Unfällen geführt.[1]) Die Möglichkeit, im Eisenbetonbau sehr lange Pfähle herstellen zu können und dieselben beliebig weit durch nachträgliche Anstückelung hinaufzuführen, läßt das Auftreten solcher Fehler wahrscheinlich erscheinen, und es seien daher die Erfahrungen aus dem Holzbau hier angeführt. Diese Fehlschläge betreffen größtenteils, wie oben erwähnt, Pfählungen an Ufern oder in Flüssen oder Seen, und zwar handelt es sich darum, festzustellen, welche Länge man zu der Wassertiefe dazuschlagen muß, bis zu welcher der Pfahl als eine freistehende bezw. einseitig eingespannte Säule anzusehen ist. Unter diesen Umständen finden sich häufig Pfahllängen von 5 bis 10 m, zuweilen 15 m und mehr vor. Eine einfache Rechnung ergibt, daß die sonst zulässige Last bei diesen Längen mit Berücksichtigung der Knickung leicht die Größe der Bruchlast erreicht und eine geringe exzentrische Wirkung zur Katastrophe führen kann.

Obige Quelle berichtet über zwei Vorfälle. Der eine betrifft den Pfeiler für eine Drehbrücke, Wassertiefe 6 m, Schlammtiefe bis 9 m, und erst durch weitere 9 m Ton gelangte man zu festem Sand. Die Belastung dieser Pfähle war scheinbar keine große, nur 15 t für einen Pfahl. Ihre freie Länge war jedoch mit wenigstens 9 m anzunehmen, und hieraus berechnet sich die Bruchlast mit etwa 10 t. Der Einsturz des Pfeilers erfolgte während des Baues. Ein zweiter Fall ereignete sich unter ähnlichen Verhältnissen bei einem Landungssteg. Herr Ing. Goodrich macht hierzu die Bemerkung, daß eine nachträgliche Steinschüttung als Abhilfe unzuverlässig ist, daß es sich vielmehr empfiehlt, zuerst die Steinschüttung aufzubringen und in dieselbe hinein die Pfähle zu rammen.

Belastungsproben.

Das bekannte Nachschlagebuch „Die Hütte“[2]) sagt bezüglich der Tragfähigkeit von Pfählen: „Reicht die Pfahlspitze nicht bis zum festen Baugrunde, so überträgt der Pfahl seine Last durch Reibung auf das ihn umgebende Erdreich. Die Tragfähigkeit

[1]) Eng. News 1908, 2. Juli, S. 18.

[2]) Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. 20. Auflage. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

ist alsdann nur durch Probebelastungen bestimmbar, da die Reibung mit den Pfahlabständen, der Tiefe und Feuchtigkeit des Bodens sich ändert. Es wird aus dem Gewichte des Bauwerks eine passende Einheitsbelastung und die größte zulässige Einsenkung (einige Zentimeter) bestimmt, welche der Pfahl unter dieser Last zeigen darf. Kurze enggestellte Pfähle sind hierbei tragfähiger, als lange und weitgestellte."

Das ist recht klug gesprochen, ohne eigentlich viel zu sagen, wie aus der Klammerbemerkung (einige Zentimeter) hervorgeht! Ist fester Boden in einer erreichbaren bekannten Tiefe und soll der Pfahl so weit in diesen eingerammt werden, daß man sich auf diese Auflagerung ganz verlassen darf, dann ist mit der Möglichkeit zu rechnen, daß der Pfahl bei diesem Vorgang zerbricht. Als ein Beispiel, was da geschehen kann und häufig genug in der verschiedensten Form — natürlich wenn auch weniger augenfällig bei Eisenbeton — geschieht, diene Abb. 229 eines zerspaltenen, zufälligerweise später bloßgelegten Holzpfahls. Man wird sich daher fast immer mit nur ein paar Zentimeter Eingriff bei sehr festem Boden begnügen müssen. Es ist also fast immer die Auflagerung auf festen Baugrund und ob der Pfahl dadurch nicht Schaden gelitten hat, nicht verläßlich feststellbar, während man ganz sicher weiß, daß er die Last in derselben Weise trägt wie ein schwebender. Daher kommt es, daß man die folgenden Ableitungen, die sich auf schwebende Pfählung beziehen, auf alle Pfahlbauten zur Bestimmung der Tragfähigkeit anwendet und das aus denselben sich ergebende Mindestmaß der Senkung eines Pfahles unter dem letzten Rammschlag überall Geltung hat, wo man — und das ist die erdrückende Mehrzahl der Fälle — zu keiner Belastungsprobe greifen kann und will. Pfähle mit einer Tiefgründung werden daher ebenso wie sogenannte schwebende Pfähle mit Rücksicht auf die Zusammendrückung des sie umgebenden Erdreichs und des Pfahlbaustoffs belastet und berechnet. Man schreibt damit indirekt überall Schwebegründungen vor, ordnet jedoch bei Tiefgründungen dieselben so an, daß sie durch die unterhalb der Pfahlspitze befindliche feste Schicht eine Art von Rückversicherung besitzen, wenn die Schwebegründung versagen sollte. Wie unökonomisch dies ist, und daß es einzig und allein durch unsere mangelhaften Kenntnisse gerechtfertigt werden kann, habe ich bereits einmal hervorgehoben.

Wir unterscheiden auch hier zwischen einer Setzungsgrenze und der ihr entsprechenden Last, über welche hinaus die Setzung des Pfahles eine plötzliche Steigerung erfährt, und einer Versenkungsgrenze bezw. einer Versenkungslast, die den Pfahl bedeutende Strecken hinabzutreiben imstande sein soll oder den Pfahlbaustoff zerstört. Der Unterschied zwischen einer schwebenden Anordnung und einer mit Tiefgründung zeigt sich darin, daß ein an der Spitze festgehaltener Holz- oder Betonpfahl selbst bei einer Inanspruchnahme von 35 kg/cm² nur etwa $^1/_4$ mm auf 1 lfd. m zusammengedrückt wird, während im schwebenden Pfahl die zulässige Setzung nach ähnlichen Gesichtspunkten zu bemessen sein wird wie beim gewöhnlichen Erdreich, das durch die Rammung eine entsprechende Verbesserung erfahren hat; sie würde also etwa 15 mm betragen können. Auch hier besteht eine so weitgehende Willkürlichkeit bezüglich der Festsetzung der als zulässig geltenden Setzung, daß dieser Umstand sowie die veränderliche „Sicherheit" den Wert der Belastungsversuche als allgemeiner Maßstab sehr in Frage stellt und erklärt wie wenig eigentlich der oben zitierte Satz inneren Gehalt hat. Trotz alledem geben uns aber in jedem einzelnen Falle doch nur Belastungsversuche eine verläßliche Antwort über die unter einer Last zu erwartenden Setzungen, über diese für uns bei Beurteilung der „Tragfähigkeit" ausschlaggebenden Begleiterscheinungen. Man ist sich nur nicht klar [siehe oben (einige Zentimeter)], welche Anforderungen man an das Resultat stellen soll, um einerseits der Ökonomie und anderseits der Güte des

Bauwerks zu genügen und in erster Linie auf das Gefühl angewiesen bleibt. Die Folge hiervon ist, daß man nach beiden Richtungen hin Übertreibungen vorfindet, ohne denselben steuern zu können. Als Kontrolle, ob man bei dieser Wahl nicht grob daneben gegriffen hat, muß es genügen, wenn man unter sorgfältiger Einhaltung der späteren tatsächlichen Verhältnisse im Bauwerk eine Stichprobe an einem Probepfahl ausführt. Wie bereits früher erwähnt, ist für uns die absolute Größe dieser Setzung häufig von geringer Bedeutung. Bei freistehenden Gebäuden ist sie in gewissen Grenzen nebensächlich, und nur die Rücksicht auf den Nachbar und auf ein bestehendes Straßenniveau kommt hierbei in Frage. Zu vermeiden sind nur Setzungsunterschiede im Bauwerk selbst während der sehr langsamen Mehrbelastung bis zu dem vorgesehenen Maximum. Die beste Garantie für das Unterbleiben solcher Setzungsunterschiede ist der tunlichst flache und gleichmäßige Verlauf der Setzungskurve in dieser Lastperiode und die Vermeidung von verhältnismäßig großen Nachsetzungen, wobei langdauernde Beobachtungen durch Wiederholung der Last ersetzt werden können.

Es wäre daher die erzielte Setzung beim Probepfahl zu messen und durch eine Wiederholung der Last festzustellen, ob nicht eine Vergrößerung der Setzung eintritt. Da der Ent- und Belastung große Schwierigkeiten entgegenstehen, so zieht man es gewöhnlich vor, die Last auf die anderthalbfache bis doppelte Größe zu steigern und aus dem weiteren Verlauf der Setzungen Schlüsse zu ziehen.

Bei allen wichtigen Bauwerken erscheint eine derartige Belastungsprobe unumgänglich. Es seien daher in aller Kürze noch einige derartige Belastungsproben wegen der hierbei nötigen Vorkehrungen zur Beschaffung und Aufbringung dieser großen Lasten beschrieben und auf die große Zahl der bei jeder Bauart in diesem Kapitel angeführten Proben verwiesen.

Zunächst sei eine beim Bau der Berliner Stadtbahn im Jahre 1877 ausgeführte Probebelastung angeführt.

Es wurden 8 bis 9 m lange Pfähle ganz in leichten Sandboden eingerammt, und dann wurde die aus der beobachteten Eindringungstiefe beim letzten Schlage nach der Formel von Nr. 2 (siehe S. 234) berechnete Last aufgebracht, der Pfahl also auf einfache Sicherheit geprüft. Das Aufbringen der Last geschah durch einen mit Schienen beschwerten Wagen, welcher vermittels eines Gleises auf zwei, auf dem Pfahle aufruhenden Eisenträgern bewegt wurde. Die Einsenkungen wurden vermittels eines an dem Pfahle befestigten Fühlhebels mit 10facher Übersetzung beobachtet.[1]) Die Versuche wurden unter allmählicher Aufbringung der Last so angestellt, daß der Wagen, nachdem er einige Stunden auf dem Pfahle geruht hatte, entfernt und nach Vermehrung der Last wieder aufgebracht wurde. Bei jeder Belastung zeigte sich ein Sinken des Pfahles, welches, zum Teil als von der Elastizität des Holzes herrührend, nach Wegnahme der Last wieder verschwand.

Das Eindringen des Pfahles unter der ruhenden Belastung hörte erst nach 10- bis 15maligem Aufbringen des Gewichtes auf, welches dem nach der obigen Formel berechneten Widerstande des eingerammten Pfahles entsprach. Bei keinem Versuch betrug das Eindringen des Pfahles, bei einer gesamten Belastungsdauer von 60 bis 80 Stunden, mehr als 23 mm. Aus diesem Resultate erhellt wohl, daß man selbst in solchen Fällen, wo ein geringes Nachgeben der Pfähle zulässig erscheint, die obige Formel unter Beifügung eines ausreichenden Sicherheitskoeffizienten ohne Bedenken verwenden kann. Erneute Versuche, welche mit solchen Pfählen angestellt wurden,

[1]) Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 270.

die nur auf einen Teil ihrer Länge, etwa 3 bis 4 m, eingerammt waren, ergaben kein Resultat. Die Pfähle sanken bei Aufbringung der nach obiger Formel für einfache Sicherheit berechneten Belastung tief in den Boden ein. Es ist dies wohl ein wichtiger Beweis für die Unzuverlässigkeit dieser Formel, die nicht ohne großen Sicherheitskoeffizienten verwendet werden sollte.

Es ist möglich, daß bei dieser Belastungsprobe die beim Auffahren der Wagen unvermeidliche Erschütterung einen das Resultat beirrenden Einfluß hatte. Über Versuche mit Pfahlgruppen möchte ich hinweggehen, weil sich dann das Gewicht zu einer unhandlichen Menge steigert. Es sei nur als Beispiel auf die Versuche Bernhards[1] (Abb. 253) verwiesen, bei denen eine Gruppe von vier Pfählen untersucht wurde und Lasten von 170 bis 300 t aufgebracht wurden.



Abb. 253. Belastung einer Pfahlgruppe.

Eine interessante Lösung des Traggeschirrs ist von Oberbaurat Ph. Krapf[2]) angegeben worden. Dasselbe ist für Holzpfähle projektiert und müßte bei Betonpfählen eine wenn auch unwesentliche Änderung erfahren. Es ist für jene Fälle besonders geeignet, wo Bahnschienen als Belastungsmaterial zur Verfügung stehen. Den tragenden Teil bilden zwei Lärchenklötze, 25 cm im Geviert, über welche ein Aufbau von Schienen angeordnet ist, die durch zwei Preßbacken zusammengehalten werden. Die Gesamtanordnung der Last mit kreuzweise verlegten Schienenlagen, deren Ausladung gegen oben zunimmt, zeigt die Abb. 254.

Viele derartige Belastungsproben werden dadurch wertlos, daß man die Messungen nicht auf den Pfahlkopf bezieht und die Zusammendrückung eines Zwischenmittels oder das Belastungsmaterial mitmißt. Ferner ist es nötig, wie in Abb. 255, bei einem Versuch der Zement-Aktien-Gesellschaft Hannover, seitlich Pfähle einzuschlagen, um der aufgebrachten Last eine feste Führung zu geben. Ist der Pfahl beim Aufbringen Erschütterungen und den damit verbundenen drehenden und bohrenden Wirkungen ausgesetzt, so verliert das Resultat oft ganz an Wert.

Es sei außerdem auf die anderwärts (S. 170, 179, 189) veröffentlichten Resultate verwiesen. So viel auch Belastungsversuche gemacht wurden, so wenig sind wirklich wertvolle darunter. Die meisten werden nur als eine Formalität angesehen, die man abzutun sich bemüßigt sah.

---

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 36.

[2]) Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, II. Gruppe, 12. Heft: Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle.

Es sei noch schließlich als Beispiel des gewöhnlichen Vorgangs bei einer Belastungsprobe jener beim Bau des Polizeidienstgebäudes in Charlottenburg angeführt.[1]) Nach dem für die Ausführung gewählten Entwurf waren Pfähle von dreieckigem Querschnitt mit etwas abge-

Abb. 254a.

Abb. 254. Traggeschirr von Krapf. Abb. 254b.

stumpften Ecken vorgesehen (Abb. 248). Die Länge sollte so bemessen werden, daß die Pfähle 1,30 m in den guten Baugrund zu stehen kamen und die Köpfe noch 25 cm in die über ihnen zur Ausführung kommende Berme hineinragten. Dies ergab nach den vorliegenden Verhältnissen eine Länge von 4,50 m. Als Eiseneinlagen waren drei kräftige Rundeisenstäbe in den Ecken des Querschnitts in Aussicht genommen, welche an den Enden zusammengeschweißt und in der Länge des ganzen Pfahles durch Eisenschlingen zusammengehalten werden sollten, die in Entfernung von 20 cm angeordnet sind. Diese Form und Bewehrung der Pfähle hatte sich bei früheren Ausführungen sehr gut bewährt. Der Unterschied gegen diese bestand hier nur darin, daß eine Vergrößerung des Flächeninhalts desselben von 45 vH. eintrat. Er betrug hier 1515 cm². Als Belastung der Pfähle waren dabei 30, **höchstens** 35 t in Aussicht genommen. Es war nun von größter Wichtigkeit, die Zulässigkeit dieser vor Inangriffnahme der Aus-

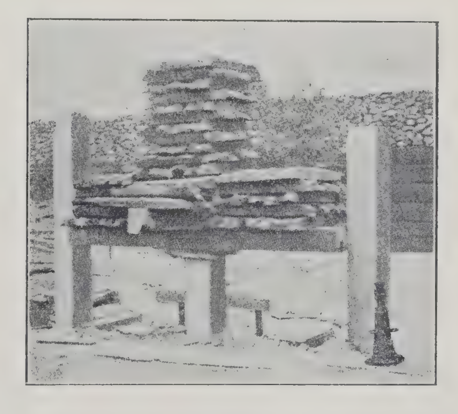


Abb. 255.
Belastung mit Führungspfählen.

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 81, S. 531.

führung nachzuweisen. Zu diesem Zwecke wurde an den bedenklichsten Stellen des Grundstücks eine Anzahl Probepfähle geschlagen, ihre Tragfähigkeit mittels der Brixschen Formel (Nr. 4) festgestellt und einer derselben auch einer Probebelastung unterzogen. Für diese Versuche standen aber noch keine Pfähle von den Abmessungen der zur Ausführung bestimmten zur Verfügung, sondern von einer früheren Gründung übriggebliebene, quadratischen Querschnitts, von 30 cm Seite und 900 cm² Fläche. Die zulässige Belastung ergab sich mit ungefähr 21 t. Ein noch schlechteres Ergebnis — sagt der Autor — lieferte die Probebelastung (Abb. 256a u. 256b), die allerdings an der schlechtesten Stelle des Grundstücks zur Ausführung kam. Nach Aufbringung von einer Last von 23 t begann der belastete Pfahl zu sinken. Nach einer Belastung bis zu 37 t betrug die Senkung 1 cm. Nach einer Ruhepause wurde die Last dann noch auf 50 t erhöht, worauf eine weitere Senkung bis im ganzen auf nahezu 3 cm eintrat.



Abb. 256a. Belastungsprobe in Charlottenburg.

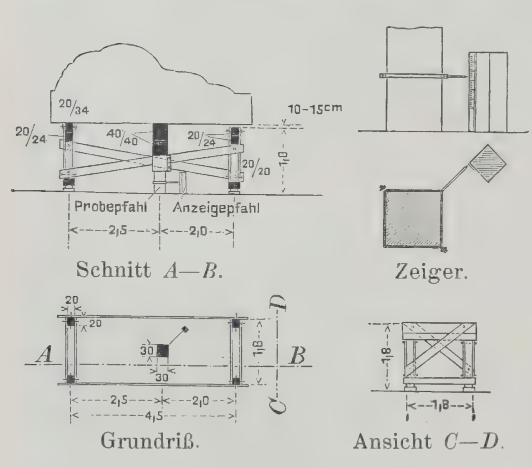


Abb. 256b. Ausführungsweise der Belastungsprobe.

Da es sich bei diesen Versuchen aber immer nur um einzelne Pfähle handelte, konnte ein wesentlicher Punkt der Erhöhung der Tragfähigkeit, nämlich die Bodenverdichtung, wie sie beim Einschlagen einer großen Anzahl von Pfählen nebeneinander eintritt, nicht mitsprechen. Immerhin mußte es sehr zweifelhaft sein, ob diese bei den vorhandenen Bodenverhältnissen groß genug sein würde, um den Unterschied der vorläufig ermittelten Tragfähigkeit und der beabsichtigten Belastung auszugleichen. Nun wäre es möglich gewesen, den Pfählen von vornherein eine größere Tragfähigkeit zu sichern durch tieferes Eintreiben in den guten Baugrund unter entsprechender Verlängerung derselben. In dieser Richtung angestellte Versuche ergaben aber keine wesentliche Verbesserung, es schien darum ratsamer, nicht von vornherein auf die Aussicht einer guten Wirkung der Bodenverdichtung zu verzichten, und wenn diese den Erwartungen nicht ganz entsprechen sollte, lieber die Pfähle dichter zu schlagen. Daher wurde im allgemeinen die Länge

von 4,50 m beibehalten und nur eine kleine Anzahl der Pfähle 5,50 m lang angefertigt, um für besonders schlechte Stellen des Baugrundes gesichert zu sein. Bei der Ausführung stellte sich dann auch heraus — sagt der Autor —, daß durchschnittlich eine Tragfähigkeit von 30 t ohne Schwierigkeit erreicht wurde.

Rammformeln.

Da Belastungsproben immerhin nur auf besonders wichtige Fälle beschränkt bleiben müssen, so dienen für die erdrückende Mehrzahl der praktischen Fälle eine Reihe von Faustregeln von so wenig feststellbarem Wert, daß die Versuchung vorlag, sie überhaupt hier nicht anzuführen. Der Zweck, den die folgende, solchen Absichten nicht recht entsprechend ausführliche Darstellung verfolgt, ist in erster Linie, die Schwächen dieser Methode aufzudecken und vor ihrem gedankenlosen Gebrauch zu warnen. Die Ableitungen, auf die sich diese Formeln stützen, ergeben bei zwei freischwebenden Körpern gewiß einwandfreie Resultate. Bei einer Übertragung auf eine Rammvorrichtung scheint doch einige Vorsicht geboten. Man kann sie nicht einmal als eine verläßliche Empirie bezeichnen, da eine solche wenigstens verläßliche Versuchsunterlagen voraussetzt, auf die sie sich aufbaut, während die meisten dieser Formeln nur fallweise örtlich aufgestellt und unberechtigterweise verallgemeinert wurden. Schon Altmeister Hagen[1]) sagt (1820): „Es liegt der Gedanke sehr nahe, die Leichtigkeit, womit der Pfahl während der letzten Hitzen eindringt, als Maßstab für die Festigkeit seines Standes zu benutzen, und es kann nicht zweifelhaft sein, daß eine gewisse Beziehung zwischen diesen beiden Größen stattfindet.“ Hagen ist wohl der einzige hervorragende Fachmann, der der Verführung widerstanden ist, diese Beziehung der Kräfte ohne eine vollständige Kenntnis, nur auf Grund theoretischer Erwägungen hin in einer Formel festzulegen.

Es ist keinesfalls der einzige Widerspruch dieser Art, wenn man in demselben Bedingnisheft einmal die Forderung findet, welche ein Herabgehen bis auf den tragfähigen Grund vorschreibt, anderseits aber diese Forderung durch eine Formel belegt wissen will, die aus dem freien, elastischen Stoß abgeleitet ist und deren einziger verläßlicher Zusammenhang zwischen der Stoßkraft R und dem Widerstand gegen die ruhende Belastung W in dem „Sicherheitsfaktor“ besteht. Das sind Zustände, die wir in diesem Wissensgebiet auch an anderer Stelle wiederholt kennzeichnen mußten. Man kann nur hoffen, daß sich auf diesem Gebiete bald ein Fachmann und Gelehrter finden möge, der über die nötigen Hilfsmittel und über die nötige Zeit verfügt, um bahnbrechend eingreifen zu können. Die folgenden Mitteilungen beschränken sich darauf, anzugeben, wie der heutige Stand beschaffen ist und worin die gröbsten Mängel bestehen.

Bei einer Rammung handelt es sich fast immer darum, mit einem gegebenen Gewicht des Rammbären und einer gegebenen Fallhöhe eine bestimmte Widerstandskraft des Pfahles zu erzielen; dies geschieht in der Weise, indem man diese lebendige Kraft so lange wirken läßt, bis der Pfahl ein vorgeschriebenes Minimum beim Ziehen zeigt. Es handelt sich nun darum, eine Beziehung zwischen diesem Minimum im Ziehen des Pfahles und seiner Widerstandskraft herzustellen. Die Mangelhaftigkeit der theoretischen Erwägungen, welche alle nicht dem jeweiligen Bodencharakter Rechnung tragen, veranlaßte, wiederholt nach einer Methode Ausschau zu halten, welche es ermöglicht, die Koeffizienten der Gleichung aus einer an Ort und

[1]) Siehe Hagen, Wasserbaukunst II. Teil, S. 177. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Stelle durchgeführten Proberammung zu bestimmen. Der wichtigste Vorschlag dieser Art rührt von Prof. Kreuter in München mit einer Abänderung von Oberbaurat Krapf in Innsbruck her. (Siehe in Tabelle Formel Nr. 8.) Der erstere hat auf Grund von Proberammungen festgestellt, daß man das Eindringen eines Pfahles τ mit der aufgewendeten lebendigen Kraft Rh genügend genau als direkt proportional ansehen kann.[1])

Die Richtigkeit dieses Umstandes läßt sich am besten aus dem Zitat Bubendeys erweisen, der es unternommen hat, die Unrichtigkeit der weiteren Schlußfolgerungen

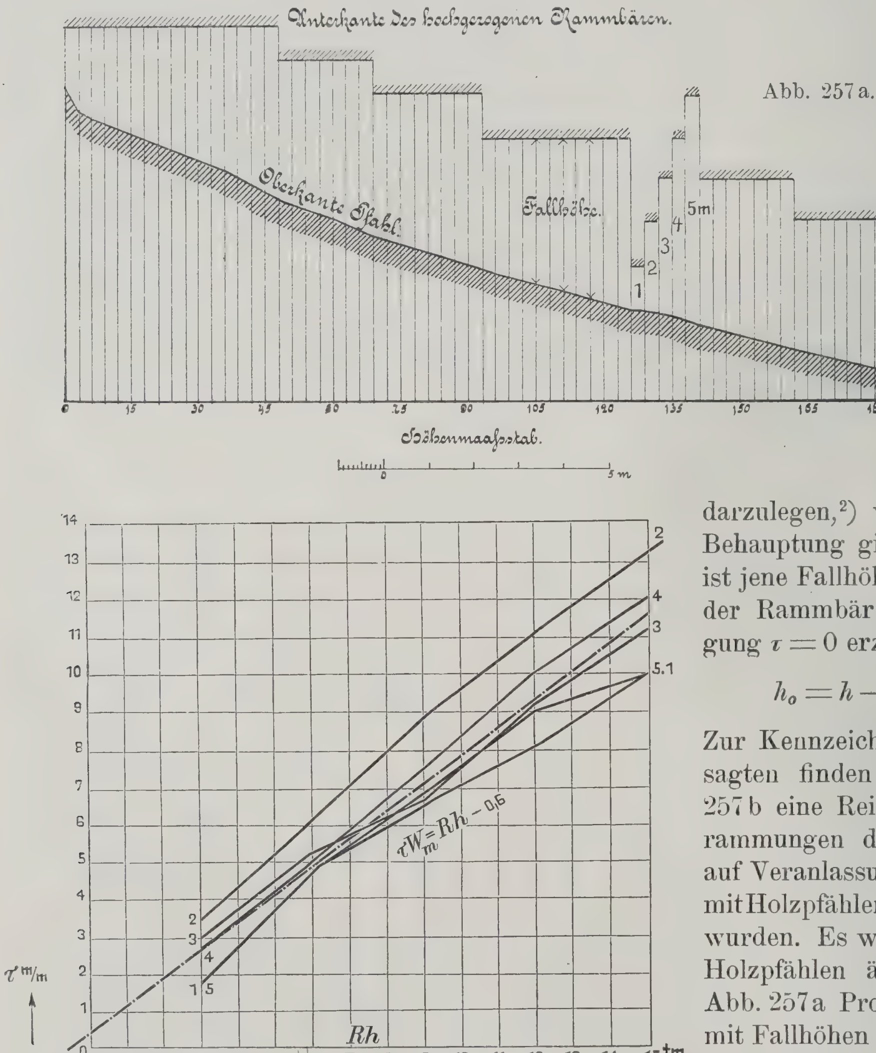


Abb. 257 b. Proberammungen von Bubendey.

darzulegen,[2]) welche in der Behauptung gipfeln: h_o (das ist jene Fallhöhe, bei welcher der Rammbär die Eindringung $\tau = 0$ erzielt) sei gleich

$$h_o = h - \sigma \frac{W\tau}{R}.$$

Zur Kennzeichnung des Gesagten finden sich in Abb. 257 b eine Reihe von Proberammungen dargestellt, die auf Veranlassung Bubendeys mit Holzpfählen durchgeführt wurden. Es wurden dort bei Holzpfählen ähnlich wie in Abb. 257 a Proberammungen mit Fallhöhen von 1, 2, 3, 4 und 5 m Höhe in auf- und absteigender Reihenfolge ausgeführt. Abb. 257 a zeigt den Gesamtverlauf bei der Rammung eines solchen Holzpfahls, dargestellt nach der Zahl der Schläge. Die jeweiligen Einsenkungstiefen τ finden sich in der Abb. 257 b

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 145.
[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533.

im Zusammenhang mit den aufgewendeten lebendigen Kräften Rh dargestellt und zwar zeigt die strichpunktierte Mittellinie aller Versuchsreihen eine nahezu durch den Ursprung gehende Gerade, d. h. eine genügend genaue Proportionalität, zwischen τ und Rh, ergibt aber ein $Rh_o = 0{,}6$. Es ist klar, daß damit nichts gewonnen ist, es ist nur eine neue Variable, die Fallhöhe, hinzugekommen und der Zusammenhang zwischen Widerstandskraft und der gesamten Einsenkungstiefe nicht klargelegt, abgesehen davon, daß die Variationen der einzelnen Beobachtungen größer sind als die dem Ganzen zugrunde liegende Gesetzmäßigkeit und es so schwer möglich machen, den gesetzmäßigen Zusammenhang auf diese Weise festzulegen oder gar daraus einen Schluß auf die Setzung unter einer ruhenden Last zu ziehen!

Im Zusammenhang damit sagt Bubendey: „Es handelt sich hier nicht allein um die Richtigkeit, sondern auch um die Auslegung der Größe W. Wenn dieselbe die Grenze des Tragvermögens darstellen soll, so muß sich dies auch durch die Aufbringung einer ruhenden Last erweisen lassen. Es müßte dann möglich sein, durch Aufbringung einer etwas größeren Last wie W den Pfahl metertief (siehe Abb. 257a) und jedenfalls bis in die Lage einzutreiben, in welcher die Rechnung die Ziffer W aus dem Ziehen des Pfahles ableitet.“ Die Unrichtigkeit gerade dieser Beziehung zwischen der Wirkung einer Stoßkraft und einer ruhenden Belastung ist leichter nachzuweisen wie der Nachweis der richtigen gesetzlichen Beziehungen beider Belastungsarten. Es genügt der Hinweis auf Rammprotokolle von Pfählen, wie sich in der Folge mehrere dargestellt finden, die nach metertiefem Einrammen immer noch dasselbe Verhältnis zwischen Eindringen und Rammschlag zeigen. Vergleichende Belastungsversuche zur Bestimmung jener Last, welche dieselbe Bewegung hervorzubringen imstande ist, liegen nicht vor. Man ist also bisher wenigstens trotz alledem auf die zweifelhaften theoretischen Ableitungen angewiesen, wie sie sich in der folgenden Zusammenstellung vorgeführt finden.

Zum Verständnis der folgenden Erörterungen ist es nötig, um dem Leser die nötige Übersicht zu wahren, daß man sich über die zu wählenden Bezeichnungen klar wird und sie sich so weit einprägt, daß man eine Formel zu lesen imstande ist, ohne daß man diese Nomenklatur jeweilig wiederholen muß. Die folgenden Bezeichnungen wurden unter Anlehnung an das in der Literatur Übliche zusammengestellt, und ist dieser Zusammenstellung eine Übersicht der bekanntesten Rammformeln angeschlossen.

Übersicht der Bezeichnungen für die verwendeten Werte.

D = mittlerer Durchmesser am Pfahlkopf, mittlere Querschnittsfläche F,
D_0 = „ „ der Pfahlkante, „ „ F_0,
α = Zuspitzungswinkel der Pfahlspitze (halber Spitzenwinkel),
E = Elastizitätsmaß des Pfahlbaustoffs, η = Stoßelastizitätsziffer,
t = Absenkungstiefe, gemessen bis zum Querschnitt, wo nach dem Setzen des Pfahles das Rammen begonnen hat,
τ = Ziehen unter dem letzten Schlag,
G = Gesamtbelastung eines Pfahles,
$K = \frac{L}{FE}$ Verkürzungsfaktor des Pfahles,
R = Rammbärgewicht,
h = Fallhöhe des Rammbären,
h_0 = Größte Fallhöhe des Rammbären bei $\tau = 0$,
W = Gesamter Eindringungswiderstand, W_m = Widerstand für $\tau = 0$,
μ = Reibungsbeiwert zwischen Bodenart und Pfahloberfläche,
φ = Geschwindigkeit der Vergrößerung des Widerstandes für 1 cm Absenkungstiefe.

Übersicht der bekanntesten Rammformeln.

Nr.	Formel von	Formeln mit Bezug auf die Rammarbeit Rh	Formeln mit Bezug auf den gesamten Einrammungswiderstand W	Die daraus berechnete Einrammungstiefe τ
1	Eytelwein 1820 nach Ritter 1884	$Rh = W\tau + Rh\frac{Q}{R+Q}$	$W = \frac{R^2 h}{\tau(R+Q)} + R + Q$	$\tau = \frac{R^2 h}{W(R+Q)}$
2	Redtenbacher 1859	$Rh = \frac{R+Q}{R}\left(W\tau + \frac{W^2 K}{2}\right)$	$W = -\frac{\tau}{K} + \sqrt{\frac{2}{K}\frac{hR^2}{(R+Q)} + \left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$	$\tau = \frac{R^2 h}{(R+Q)W} - \frac{WK}{2}$
3	Weisbach 1870	$Rh = W\tau + \frac{W^2 K}{2}$	$W = -\frac{\tau}{K} + \sqrt{\frac{2Rh}{K} + \left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$	$\tau = \frac{Rh}{W} - \frac{WK}{2}$
4	Brix	$Rh = W\tau\frac{(Q+R)^2}{QR}$	$W = \frac{h}{\tau}\frac{QR^2}{(R+Q)^2}$	$\tau = \frac{R^2 hQ}{(Q+R)^2 W}$
5	Wellington	$Rh = W(\tau + c)$	$W = \frac{Rh}{\tau + c}$	$\tau = \frac{Rh}{W} - c$
6	Stern	$Rh = W(R+Q)^2\frac{1}{\gamma}\left[\frac{K}{2}W^x + \tau\right] - \frac{(R+Q)^2}{\gamma}\tau$	$W = \frac{1}{K}\tau\left\{\sqrt{1 + \frac{2K}{\tau}\left(Q + R + \frac{Rh}{\tau}\frac{\gamma}{(R+Q)^2}\right)} - 1\right\}$	$\tau = \frac{Rh\gamma}{(R+Q)^2(W-Q-R)} - \frac{1}{2}K\frac{W^2}{W-Q-R}$
7	Hurtzig	$Rh = W\tau + \frac{W^2}{13\,000}$	$W = -6500\,\tau + \sqrt{42\,250\,000\,\tau^2 + 13\,000\,hR}$	$\tau = \frac{Rh}{W} - \frac{W}{1300}$
8	Kreuter-Krapf 1906	$R(h - h_0) = \sigma W\tau$	$W = R\frac{h - h_0}{\sigma\tau}$	$\tau = R\frac{h - h_0}{\sigma W}$

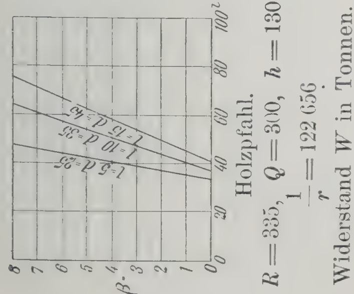
Zur besseren Verdeutlichung sind die Gleichungen obiger Tabelle in drei Formen angeschrieben. Die erste Reihe entspricht dem Ansatz und läßt ersehen, wem die Rammarbeit gleich gehalten worden ist. Die zweite Reihe gibt die Auflösung nach W, der Widerstandskraft des Pfahles, bei bekannter Größe τ der Eindringung und die dritte Reihe die Größe der Eindringung τ, wenn die zu erreichende Tragfähigkeit W gegeben ist. Viele Formeln haben die y-Achse zur Asymptote. Dies bedeutet das widerspruchsvolle Resultat, daß ein Pfahl, der den Rammschlag aushält, ohne sich zu setzen, d. i. für $\tau = 0$ eine unendlich große Widerstandsfähigkeit besitzen soll.

Hierher gehören die Formeln von Eytelwein, Brix, Redtenbacher u. a. Manche sind nur auf gewöhnliche Holzpfähle zugestutzt, wie die von Wellington, oder nur für eine bestimmte Erdart gültig, wie die von Hurtzig.

Zur besseren Beurteilung dieser Aufstellung sind die Formeln in Abb. 258 graphisch dargestellt, und zwar für zwei extreme Fälle, das eine Mal für einen



Formel v. Osthof.



Eisenbetonpfahl. $R = Q = 4000$. $h = 100$. $\frac{1}{x} = 220\,000$.

Holzpfahl. $R = 335$, $Q = 300$, $h = 130$. $\frac{1}{r} = 122\,656$.

Widerstand W in Tonnen.

Eindringungstiefe τ für den letzten Schlag in mm.

Abb. 258.

Holzpfahl von 335 kg Gewicht, einen Rammbär von 300 kg, Fallhöhe 1,30 m und $\frac{1}{K} = 122\,656$, entsprechend einem besonderen Falle, der auch bei hölzernen Vorschlagpfählen Verwendung finden kann. In der zweiten Abbildung finden sich dieselben Kurven eingezeichnet vor, entsprechend einem Betonpfahl von 4000 kg und gleichem Bärgewicht und 1 m Fallhöhe, $\frac{1}{K} = 220\,000$. Die Formeln sind in der Tabelle und in den Abbildungen mit denselben Nummern bezeichnet. Außerdem findet sich die von mir wiederholt gebrauchte Tangente an die Eytelweinkurve und der sich auf diese Weise ergebende Linienzug besonders vorgehoben vor. Auf diese Weise ist die Wirksamkeit der Eytelweinkurve bei Holz bis herab auf 6 mm, bei Eisenbeton bis herab auf 12 mm beschränkt und meistenteils außer Verkehr gesetzt.

Der vollständigen Übersicht wegen befindet sich außerdem noch seitlich in einem besonderen Diagramm eine Auffassung dargestellt, wie sie in dem bekannten Handbuche von Osthoff „Das Projektieren von Ingenieurbauten" wiedergegeben ist (siehe Gleichung auf S. 166). Dieselbe hat in Deutschland vielfach Eingang gefunden, ohne daß die wissenschaftlichen Unterlagen der Formel mir bekannt geworden wären. Trotz der hierbei angewendeten Koeffizienten, die zwischen 0 und 10 schwanken, sind doch die Resultate dieser Formel nicht wesentlich verschieden von dem, was die Formel von Brix bei Holzpfählen ergibt.

Wichtiger als diese Formeln selbst ist einerseits die riesige Steigerung der Ziffern, sowie man von dem Holzpfahl auf den Eisenbetonpfahl übergeht und je nachdem man eine Sicherheit von 1 oder von 20 anwendet.

Krapf gibt uns in seinem mehrerwähnten Buche die folgende Übersicht der von den verschiedenen Forschern empfohlenen Sicherheiten.

Es empfehlen:

Redtenbacher	4 bis 6
Rankine	2 „ 10
Weisbach	10 und weniger
Brix	4 bis 6
Willmann	4.

Die in Abb. 258 dargestellte Formel von Wellington ist eigentlich nur für die zulässige Last aufgestellt worden. Sie wurde von mir, um sie hier benutzen zu können, mit 6 multipliziert und erhielt ich auf diese Weise die dort dargestellte Formel.

Je unsicherer man sich in der Rechnung fühlt, je geringer die Kenntnis des Bodens ist, desto größer die Sicherheit, die anzuwenden wäre. Bei Durchführung von Belastungsproben und einem gründlichen Studium der Begleitumstände ist es daher durchaus berechtigt, wenn man eine geringe Sicherheit mit einer Formel, wie z. B. von Brix, verwendet, die an und für sich niedrige Ziffern ergibt, während viele mit so viel Nachdruck dargelegte „Sicherheiten" nur in der Einbildung der Projektanten bezw. in den Fehlern ihrer Rechnung bestehen. Eine große nachgewiesene Sicherheit muß also nicht immer zu den Vorteilen einer Ausführung gerechnet werden.

Der weitesten Verbreitung in deutschen Landen und sonst in Zentraleuropa erfreut sich die Formel Nr. 4 von Brix. Ihre Vorteile in der Hand eines vernünftigen Unternehmers sind unverkennbar. Sie gibt bei großen Eindringungstiefen auffallend kleine zulässige Belastungsziffern, veranlaßt ihn also, die Rammung fortzusetzen, und belohnt den Mann, der den Pfahl ordentlich einrammt, durch asymptotisches Ansteigen der Tragfähigkeit, so daß er auf diese Weise imstande ist, jede beliebige Belastungsziffer nachzuweisen.

Man ist also in der Lage, mit dieser Formel sowohl den Unternehmer zufriedenzustellen, als auch den überwachenden Beamten zu „decken". Daraus ist ihre große Beliebtheit hinreichend erklärt.

Wir wollen zunächst die Richtigkeit dieser Formeln nicht weiter in Frage ziehen, sondern nur die absoluten Werte einiger von ihnen vergleichen. Greifen wir z. B. in der Abb. 258 die Gleichungen von Eytelwein (vollkommen unelastischer Stoß) und Weisbach (vollkommen elastischer Stoß) heraus und fügen diesen zwei bekanntesten Formeln den neuesten Vorschlag von Stern hinzu. Letzterer hat richtig erkannt, daß es als ein Fehler der Eytelweinschen Gleichung anzusehen ist, daß dieselbe die Y-Achse als Asymptote hat, daß also $\tau = 0$ einem $W_m = \infty$ entspricht. Er hat daraufhin eine der Struktur der Weisbachformel analog gebaute, höchst komplizierte Formel aufgestellt, die durch Einbeziehung der Stoßelastizität den tatsächlichen Verhältnissen der unvollkommenen Elastizität Rechnung zu tragen versucht. Gleichzeitig wird zugestanden, daß beide Formeln, Weisbach oder Stern, wo sie die Eytelweinsche Formel überschneiden, nicht zu gebrauchen sind. Wenn man also schon von der Richtigkeit einerseits der Formel von Eytelwein, anderseits der der Eindringung $\tau = 0$ entsprechenden Größe W_m, sei es nach Weisbach oder Stern, überzeugt ist, dann sehe ich keinen Grund, ein so wenig genaues Gesetz durch eine komplizierte Kurvenverschneidung festzulegen, sondern halte es für zweckmäßiger, dies durch eine Tangente an die Eytelweinkurve von dem Punkte W_m aus zu tun In der Abb. 258 ist dies geschehen und ist dort, ausgehend von der Größe der maximalen Tragfähigkeit von Weisbach

$$W_m = \sqrt{\frac{2Rh}{k}}$$

eine Tangente an die Eytelweinkurve gezogen.

Der Tangierungspunkt an der Eytelweinkurve ist gegeben durch die beiden Grenzordinaten

$$W_0 = \frac{W_0 + R}{2} + Q \quad \text{und} \quad \tau_0 = \frac{R^2 h}{\eta (R+Q)} \doteq \frac{h}{\frac{W_0}{R} - 2},$$

letzteres unter der Voraussetzung, daß $R = Q$ ist. Die Gerade hat die Gleichung

$$W = W_m - \tau \frac{(W_0 - Q - R)(R + Q)}{4 R^2 h}.$$

Dieser Linienzug hat also eine hinreichend komplizierte Gleichung. Er gibt uns nahezu denselben Verlauf des Verhältnisses zwischen Eindringung τ und Widerstand W wie Stern, und können auch die absoluten Größen nicht viel abweichen bei entsprechender Wahl der Sicherheit. Es ist also in der Folge als Vergleichsunterlage von demselben Gebrauch gemacht worden.

Wir haben bereits früher im Abschnitt über schwebende Gründung auf die sogenannte statische Widerstandslinie hingewiesen und wiederholen hier eine Darstellung aus dem Buche von Stern, die Pfahlbelastung (Abb. 259), die uns den Zusammenhang zwischen der Rammformel und dieser Summenkurve verdeutlichen soll. Die Rammformel (der dynamische Widerstand) legt das Verhältnis zwischen W und τ für ein gegebenes Rh fest. Es handelt sich nun darum, daraus die Beziehung von W und t abzuleiten.

Zu diesem Zwecke trägt man in Abb. 259 zunächst die dem ersten Rammschlage entsprechende Eindringungstiefe τ_0 auf. Bei diesem Wert ist $\tau_0 = t_1$ die Ordinate des Schnittpunktes I der beiden in Abb 259 dargestellten Widerstandslinien.

Für den zweiten Rammschlag ist

$$t_2 = \tau_0 + \tau_1.$$

In dieser Gleichung ist τ_0 bereits gegeben durch die Ordinate des Schnittpunktes I, während die beiden Werte t_2 und τ_1 dem unmittelbar vor dem zweiten Rammschlage herrschenden Eindringungswiderstand W_1 des Bodens entsprechen müssen, also die zu

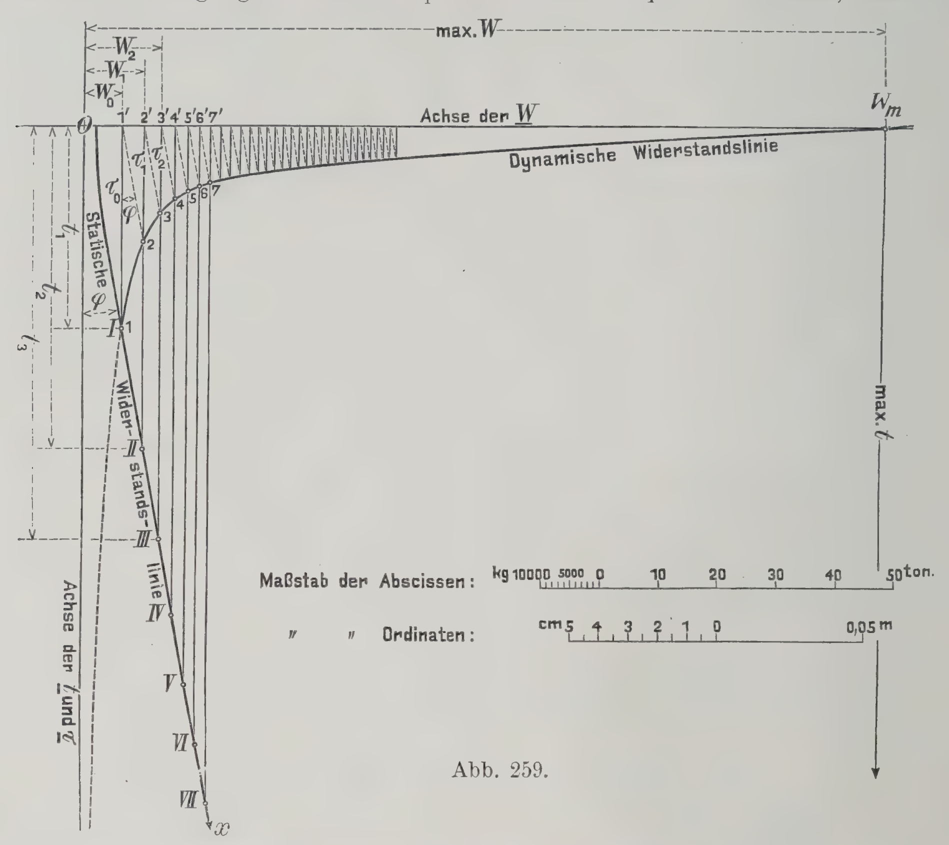


Abb. 259.

einer und derselben Abszisse W_1 gehörigen Ordinaten t_2 und τ_1 der beiden in Abb. 259 dargestellten Widerstandslinien bedeuten.

Die Ordinatenlinie welche diese Bedingung erfüllt, muß also durch jenen Hyperbelpunkt 2 hindurchgehen, welcher sich als Schnittpunkt der Hyperbel mit einer durch 1′ geführten Parallelen zur geraden Widerstandslinie ergibt.

Die durch den zweiten Rammschlag erzeugte Eindringung wird somit durch die Hyperbelordinate $\tau_1 = \overline{22'}$ dargestellt. Gleichzeitig ergibt sich als Maß des Zuwachses an Eindringungswiderstand bei der Absenkungstiefe t_2 gegenüber der Absenkungstiefe t_1 die Abszissenstrecke $W_1 - W_0 = \overline{1'2'}$.

In gleicher Weise erhält man durch den Schnitt der Hyperbel mit der durch 2′ geführten Parallelen zur geraden Widerstandslinie den Schnittpunkt 3, durch welchen jene Ordinatenlinie hindurchgeht.

Gemäß dem oben Gesagten stellt nun die Hyperbelordinate $\tau_2 = \overline{33'}$ die durch den dritten Rammschlag erzeugte Eindringungstiefe und die Abszissenstrecke $W_1 - W_2 = \overline{2'3'}$ das Maß des Zuwachses an Eindringungswiderstand dar.

Setzt man dieses Zeichnungsverfahren weiter fort, so nähert man sich damit immer mehr dem Schnittpunkte der Hyperbel mit der Ordinate W_m.

Es liegt im Wesen der Sache, daß der Verlauf dieser Kurve, welche den Widerstand W als Funktion der Eindringungstiefe t darstellt, ungefähr der in der Abb. 260 dar-

gestellte sein wird und unmöglich eine Gerade sein kann. Wir werden immer anfangs ein rasches Ziehen, entsprechend einer raschen Zunahme von t und einer geringen Zunahme von W, annehmen dürfen. Der mittlere Teil der Kurve stellt eine Gerade dar, wo auf eine lange Strecke hinaus die Zunahme von t und W dieselbe sein dürfte. Es ist dies jener Teil, dessen annähernde gerade Richtung durch Konstruktion der statischen Widerstandslinie wiederholt bestimmt wurde. Je mehr wir uns aber der durch die Rammwirkung (Rh) gegebenen Größe W_m nähern, desto kleiner wird τ, bis letzteres bei der Erreichung von t_m in Null übergeht. Diese Form des Verlaufs entspricht einer gleichseitigen Hyperbel mit den Parallelen zur X- bezw. Y-Achse als Asymptote, $x = -1$, $y = -\frac{W_m}{t_m}$, von der Form $y + C = \frac{W_m + C}{1 + x}$ und mit Einführung der Größe t_{max}, der maximalen Einrammungstiefe, und W_m nimmt die Gleichung die Form an

$$W = \frac{W_m}{t_m} \frac{(t_m + 1)}{(t_m - t + 1)} - \frac{W_m}{t_m}$$
$$= \frac{W_m}{t_m} \frac{t}{(1 + t_m - t)}.$$

Wir sehen, daß diese Gleichung nur zwei Konstanten enthält. Diese beiden Konstanten enthalten alle Einflüsse des Bodens und der Pfahlform. Es kommt bei W_m natürlich in erster Linie die Rammvorrichtung zur Geltung oder bei demselben R das verschiedene h, während die Größe t_m durch diese, die Pfahlform und den Boden bestimmt wird. Bezüglich der Größe W_m haben wir eine Reihe von mathematischen Ableitungen (Weisbach, Stern u. a.), die aber keinesfalls einwandfrei sind. Die Größe t_m müßte fallweise empirisch bestimmt werden. Bei genügender Erfahrung mit einer bestimmten Pfahlform ist es aber keinesfalls ausgeschlossen, daß man eine Klassifizierung des Bodens vornimmt und dann die Größe t_m für den Zweck der Projektierung genügend genau annehmen kann, umsomehr als die wirkliche Größe der Eindringung t_m noch eine empirische Vermehrung um eine Konstante erfahren dürfte.

In der Abb. 260 finden sich drei derartige Fälle dargestellt für verschiedene W_m und t_m.

Der dort mit 2 bezeichnete Verlauf stellt die statische Widerstandslinie bei einem gewöhnlichen, nahezu zylindrischen Pfahl dar. Der Fall 1 entspricht dann der Einrammung mit einer leichteren Ramme auf einen konischen Pfahl und der Fall 3 eines Pfahles in noch weniger widerstandsfähigen Boden. Der Gedankengang zeigt, wie wichtig es ist, tunlichst schwere Rammen anzuwenden, nur nicht so schwer, daß der Pfahlbaustoff Schaden nehmen kann, und diese lebendige Kraft soweit als möglich auszunutzen. Ist es uns gelungen, in verläßlicher Weise die Widerstandskraft des Pfahles sicherzustellen, dann ist es auch nicht nötig, eine so große Sicherheit vorzuschreiben, die nur der Ausdruck des mangelnden Vertrauens und der Unsicherheit darüber ist, wie weit unsere Rechnungen richtig sind.

Schreiber dieses bedauert, nicht die Zeit und Gelegenheit gehabt zu haben, um als Vorarbeit zu dieser Neuauflage jene vergleichenden Studien vornehmen zu können, die ein abschließendes Urteil über die offensichtlichen Abweichungen von diesem Verlauf abgeben können, und hofft, hierauf vielleicht später zurückzukommen. Er mußte sich daher darauf beschränken, im Anschluß an das Gesagte einige derartige statische Widerstandslinien vorzuführen. Die eine betrifft den bereits einmal angeführten Holzpfahl Bubendey (Abb. 257a) aus Hamburg, und in Abb. 261a u. b sind außerdem zwei prismatische Eisenbetonpfähle, ebenfalls aus Hamburg, herangezogen worden, dieselben hat Verfasser einem großen, ihm freundlichst vom Chefingenieur Deimling zur Verfügung gestellten Material entnommen (Abb. 254).

Die hierbei in Frage stehenden Hauptdaten sind die folgenden:

Rammung von Bubendey: Rammbärgewicht $R = 1000$ kg, Fallhöhen $h = 190$ bis 380 cm, Pfahllänge $L = 8{,}5$ m, Pfahl von 35 cm Durchm.

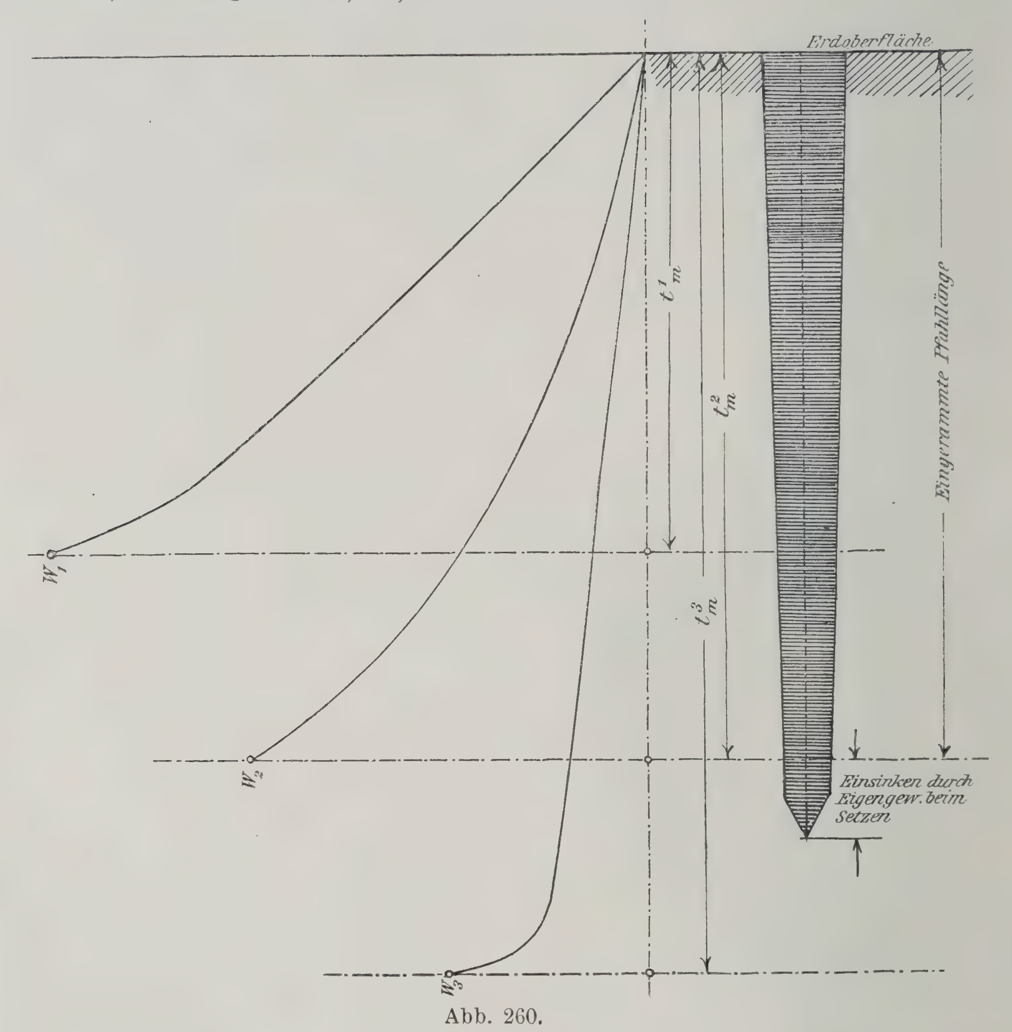


Abb. 260.

Bei der anderen Arbeit von Deimling in Hamburg bestand der Baugrund in einem aufgefüllten Festungsgraben aus oben Letten, unten Sand mit Wasser. Diesem Material entspricht der in Abb. 261 mit I bezeichnete Pfahl Nr. 208, zum Teil jedoch in Sand mit Lehm gemischt wie in II Nr. 396. Es hatte Pfahl Nr. 208: $R = 4000$, $Q = 3600$, $h = 100$ bis 120, $L = 12{,}10$ m, $F = 0{,}1296$. Zeit zum Drehen der Ramme, Hängen des Pfahles, Festmachen bis zum ersten Schlag 1 Stunde 5 Minuten. Erster bis letzter Schlag 1 Stunde 25 Minuten. Höhenkote bei Beginn der Rammung $-0{,}8$ m. 2,10 m bleiben nachher herausragen und wurden abgebrochen. Pfahl 396 $R = 4000$, $Q = 2200$, $h = 100$ bis 120, $L = 7{,}0$, $F = 0{,}1296$. Zeit für die Vorbereitungen bis zum ersten Schlag 35 Minuten. Erster bis letzter Schlag 2 Stunden 10 Minuten. Höhenlage der Pfahlspitze $+ 4{,}10$. Es bleiben 1,9 m herausragen.

Die Abb. 261a und b zeigt den Eindringeverlauf einmal abhängig von W, das andere Mal nach der Anzahl der Schläge. Das W wurde mit der Eytelweinkurve um die Tangente von W_m nach Weisbach als dynamische Linie konstruiert.

Der Vergleich in der Abb. 261a zeigt gewisse Unstimmigkeiten bezüglich des Anfangspunktes. Bei dem Holzpfahl findet das vielleicht seine Erklärung darin, daß das Rammprotokoll (Abb. 257a) erst später beginnt. Jedenfalls besteht hierüber eine Unsicherheit. Die Eisenbetonpfähle I und II sind ausgewählt worden mit Rücksicht darauf, daß I einen langen Pfahl in entsprechend weichem Boden darstellt, während II in gutes Erdreich eingetrieben wurde und daher entsprechend kürzer ausfiel. Es hat den Anschein, als ob er bis W_m eingetrieben wurde und daß die am Ende nachgewiesene kleine Eindringung bereits die maximale Widerstandskraft dar-

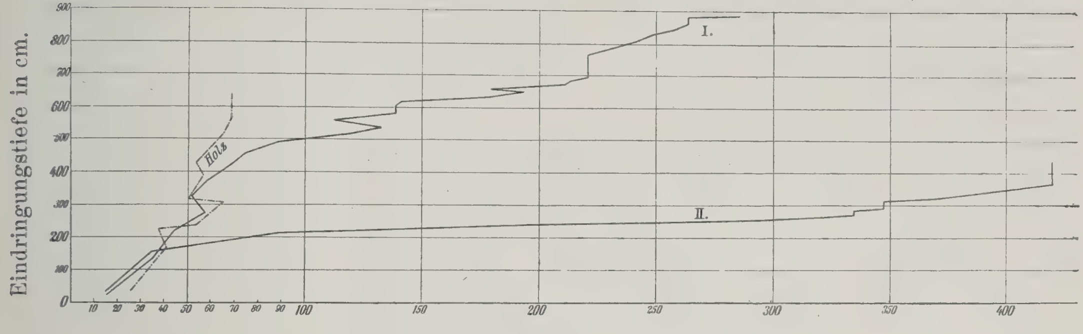


Abb. 261a. Widerstände W in Tonnen.

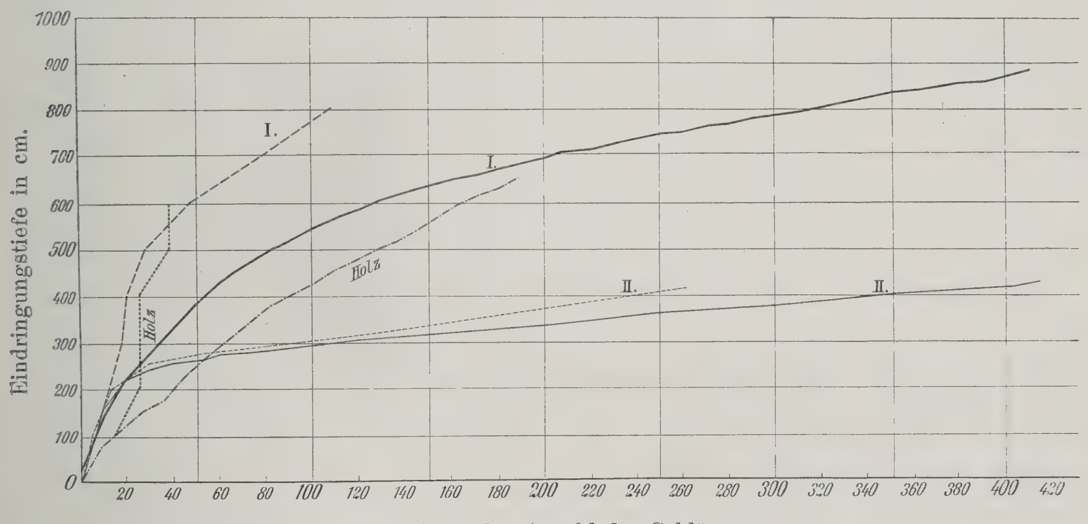


Abb. 261b. Anzahl der Schläge.

stellt. Diese Vermutung wird sofort zweifelhaft, wenn man den Verlauf der Kurve des Holzpfahls betrachtet, der auch die Neigung zeigt, eine konstante Größe W_m beizubehalten. (Siehe auch Abb. 261b). Der Verlauf macht den Eindruck eines Nagels, der bei jedem Hammerschlage das gleiche Stück in den Boden eindringt.

Wir sehen hieraus, welche Rolle die lebendige Kraft spielt, die zum Eintreiben aufgewendet wird, und wie geringfügig der Unterschied in der Eindringung werden kann. Anderseits aber spielt dieser Unterschied wieder eine maßgebende Rolle bei der dynamischen Widerstandslinie, wie der Verlauf der Kurve I zeigt. Die großen, dort auftretenden Schwankungen bringen nur die Fehlergrenzen dieses Einflusses zur Anschauung. Zur besseren Beurteilung des Verlaufes der Einrammung ist unterhalb

in der Abb. 261b die Eindringungstiefe als Funktion der Zahl der Rammschläge dargestellt. Es ist natürlich nicht ganz richtig, wenn man den Schlag auf den Holzpfahl und auf den Eisenbetonpfahl gleichwertig behandelt. Doch war dies mangels eines brauchbaren Vergleichsmaßstabes unumgänglich. Wir sehen aus dieser Darstellung, daß das Eindringen der Pfähle ein durchaus gleichmäßiges war. Zum besseren Verständnis ist dort selbst auch die Differentialkurve der Gleichung dargestellt, die uns durch gestrichelte Linien die Zahl der Rammschläge für eine Längeneinheit angibt. Wir ersehen, daß beim Holzpfahl diese Zahl bis 2 m Tiefe gleichmäßig zunimmt, von 2 bis 4 m zeigt sie nahezu dieselbe Anzahl der Rammschläge für eine Längeneinheit, von 4 bis 5 m vermehrt sich die Zahl, um von 5 bis 6 m wieder konstant zu bleiben. Wir sehen aber gerade, daß die statische Widerstandslinie in der Tiefe von 2 bis 4 m die größten Abweichungen zeigt.

Der Verlauf derselben Kurven für Eisenbetonpfähle ist von der schönsten Regelmäßigkeit und nimmt parabolisch mit der Zahl der Schläge für eine Längeneinheit in der Tiefe zu. Zu diesem Zwecke empfiehlt es sich, Beobachtungen über die Zunahme der Zahl der Schläge für eine Längeneinheit in der in Abb. 262 angegebenen Weise zu machen. Bei einem systematischen Studium dieser Verhältnisse würde sich der Verlauf dieser Kurven zunächst für zylindrische Pfähle feststellen und ihre Abhängigkeit von der aufgewendeten lebendigen Kraft und den Bodenverhältnissen nachweisen lassen. Ist es auf diese Weise möglich, die beiden Konstanten W_m und t_m zu bestimmen, so kommt es noch darauf an, die Beziehungen der Größe W zu der ruhenden Last, die als zulässig gelten soll, festzulegen. Erst wenn wir dies erreicht haben, können wir von einer wissenschaftlichen Klärung auf diesen Gebieten reden und den zweiten Schritt versuchen, der in der Feststellung der Abhängigkeit beider Linien, das ist der statischen Widerstandslinie der Setzungen unter der Rammwirkung und der Setzungen unter ruhender Last abhängig von der Konizität, schreiten. Das wäre also eine Art Zukunftsprogramm.

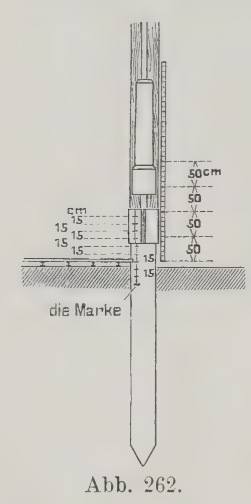


Abb. 262.

Wir ersehen daraus, welche geringe Bedeutung für die Forschung die Aufstellung der dynamischen Widerstandslinie hat, und daß schließlich auch unrichtige Annahmen zum Ziele führen können, da bei diesen Erwägungen die Größe W nur eine vermittelnde Rolle spielt zwischen dem Ziehen unter dem Rammschlag und den Setzungen unter der ruhenden Belastung.

Hat man durch Einrammen die Größe W_m erreicht, so wäre wohl anzunehmen, daß dann die Eindringung sofort aufhören müßte. Der Schlag wird aber noch lange Zeit eine Zusammendrückung des Pfahles und damit auch des Bodens erzielen, also minimale Bewegungen machen, ehe auch diese aufhören. Es kommt dies besonders deutlich bei den Konuspfählen zum Ausdruck, wo, wie in der Abb. 191, die Widerstandsgrenze gegen Einsinken nahezu erreicht scheint und die Wirkung der Rammung sich auf die Zusammendrückung des Bodens konzentriert und dort besonders deutlich zum Ausdruck kommt. Dies zeigt neuerlich, daß die Konuspfähle einer besonderen Behandlung bedürfen und, um darüber zu sprechen, erst Versuche über den Einfluß des Konus am Platze wären.

Herr Kafka hat den Versuch gemacht, diese Proportionalität zwischen der Zunahme des Widerstandes und der Eindringungstiefe zu beweisen, wir haben seine diesbezüglichen Versuche bereits auf S. 180, Abb. 191 wiedergegeben. Die strichpunktierte Linie ist von dem genannten Verfasser eingezogen worden, der daran die Behauptung

knüpft, daß das Maß für die Raschheit der Zunahme des Eindringungswiderstandes für jedes weitere Zentimeter Absenkungstiefe einmal 245 kg, das andere Mal 285 kg beträgt.

Nun ergibt sich für diesen Fall nach der Sternschen Formel $W_m = 77$ t, wogegen nach der letzten Hitze ein $W = 63$ t nachgewiesen erscheint. Bei derselben ist der Pfahl 2,50 bezw. 2,30 m eingerammt gewesen und müßte er nach dieser Rechnung nach $\frac{77 - 63}{4} = 56$ cm, mit diesen Hilfsmitteln von $R = 335$ kg und $L = 130$ cm die Widerstandsfähigkeit W_m, d. h. jene Lage erreichen, bei welcher $\tau = 0$ ist. Die Richtigkeit ließe sich also leicht beweisen. Er hat in den letzten Hitzen etwa 20 cm gezogen Das wären — immer die Richtigkeit dieser Proportionalität vorausgesetzt — mindestens 28 Hitzen. Dieses Gesetz scheint aber gerade bei konischen Pfählen eine wesentliche Änderung zu erfahren.

Wiederholt ist der Versuch unternommen, die Tragfähigkeit des Pfahles durch Ziehversuche zu bestimmen. Ein Vorgang, der in der Eisenbetonpraxis bei den großen dort in Frage kommenden Kräften kaum durchführbar erscheint. Der Versuch selbst ist außerdem jedoch höchst unverläßlich, weil die mitwirkenden Umstände in diesem Falle ganz andere werden, besonders wenn der Pfahlquerschnitt kein gleichmäßiger ist.

Ein Versuch in Hamburg mit einem Pfahl von 6,5 m im Erdreich ergab nach der Brix-Formel bei einem letzten Ziehen von 1 cm eine Tragfähigkeit von 50 t. Eine Belastung von 50 t ergab 1,2 cm Einsenkung, bei 85 t 2,5 cm, die sich nach acht Tagen auf 3 cm erhöhte, um nach Entlastung auf 1,5 cm zurückzugehen. Besonders groß erwies sich der Widerstand des Pfahles gegen Herausziehen, das mit den vorhandenen Winden (etwa 76 t) nicht erzielt werden konnte, trotzdem dies die Zuggrenze des Eisenquerschnitts fast erreicht.

In ähnlichem Sinne berichtet Bernhard[1]) über Pfähle, die mit 25 t nicht herausgerissen werden konnten, die aber bei dieser Last 7 mm in den Boden einsanken.

Bei den Versuchen des Herrn Oberbaurat Krapf ergab die Zugkraft, die Pfähle ganz herauszuziehen imstande war, recht veränderliche Größen, wobei freilich der Umstand nicht zu übersehen ist, daß die zweite Vergleichsgröße, das ist die Grenzkraft, für Druck nicht hinreichend definiert erscheint. Sie ist im allgemeinen immer viel kleiner, manchmal sogar nahezu die Hälfte der Zugbelastung. Dies wirkt umsomehr entmutigend, weil es ganz aussichtslos erscheint, aus der Zugkraft einen Anhaltspunkt für die derselben zugeordnete Setzung bei Druck zu gewinnen, auf die es ja doch als einzigen Maßstab einer Zulässigkeitsgrenze der Drücke ankommt. Diese Arbeiten machen also den Eindruck, daß sie nur ausgeführt werden ut aliquid fecisse videatur. Bei glatten zylindrischen Pfählen liegt die Möglichkeit im Bereich des Denkbaren, daß die Pfahlspitze den großen Teil der Last trägt wegen der geringen Reibung, sonst aber wird selbst bei dem zitierten Versuch von Krapf schon durch die geometrische Form der Pfähle bei dem Abwärtsbewegen der größte Teil der Kraft durch den Pfahlschaft aufgezehrt werden. Nun wird aber diese Kraftwirkung durch die Bewegung nicht viel geändert, die Setzung wird, wenn die Bewegung die Spitze überhaupt erreicht, durch diese geregelt. Nun kennen wir aber keinen der Widerstände nach Größe und ebensowenig die Verteilung. Es ist also ganz aussichtslos, sich darüber in eine Erörterung einzulassen.

Interessant in diesem Zusammenhange ist die Arbeit des Herrn Regierungsbaumeisters Geis. Derselbe hat in einem Boden, der den Versuchen Hurtzigs entspricht, es auffällig gefunden, daß beim Ziehen von 10 cm die Formel von Brix 1 t, jene von

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1907, Nr. 36.

Hurtzig mehr wie 5 t ergibt. Eine Belastungsprobe mit 6,2 t ergab eine durchschnittliche Setzung von 7 bis 15 mm und nach einer Entlastung auf 5,2 t einen vollständigen Stillstand. Der Verfasser kommt auf dieses Resultat hin zum Schluß, daß die zulässige Grenzbelastung 2,6 t beträgt und daß die Formel von Brix die Sicherheit bietet, daß die Tragfähigkeit eines Pfahles nicht überschätzt werde.[1]) Wir können dieser optimistischen Auffassung der Dinge nicht beipflichten, obwohl der Verfasser auf den tadellosen Bestand des betreffenden Bauwerks hinweist. Diese erfreuliche Tatsache kann uns nicht einen Ersatz für die mangelhafte Logik bieten, die bei der Behandlung dieser Frage allerwärts zutage tritt.

Versenkung durch Einspülung.

Da der Bau dieser Mauerwerkspfeiler gewöhnlich eine Versenkung in wasserführende Schichten voraussetzt, so verdienen jene Vorkehrungen, die diese Absenkung durch Einspülen bewerkstelligen oder doch erleichtern sollen, besondere Beachtung umsomehr, als in diesem Falle die Schwierigkeiten mit einer zu intensiven Schlagwirkung entfallen. Der Vorgang wird durch das große Gewicht des Pfahles vereinfacht, und zeigt die Abb. 263 zwei Formen von Pfählen, die mit einer zu diesem Zweck geeigneten inneren Röhre versehen worden sind. Bei dem von Gilbreth vorgeschlagenen gerippten Querschnitt (Abb. 245) dient das Mittelrohr zur Zuleitung und die Kanellierung zur Ableitung des Druckwassers (siehe auch Abb. 243c). Zur Erzeugung desselben bedient man sich, sofern eine Nutzwasserleitung nicht bei der Hand ist, einer Saug- oder Druckpumpe, die einen der Bodenart angemessenen Druck von etwa 5 bis 10 Atmosphären erzeugen soll.

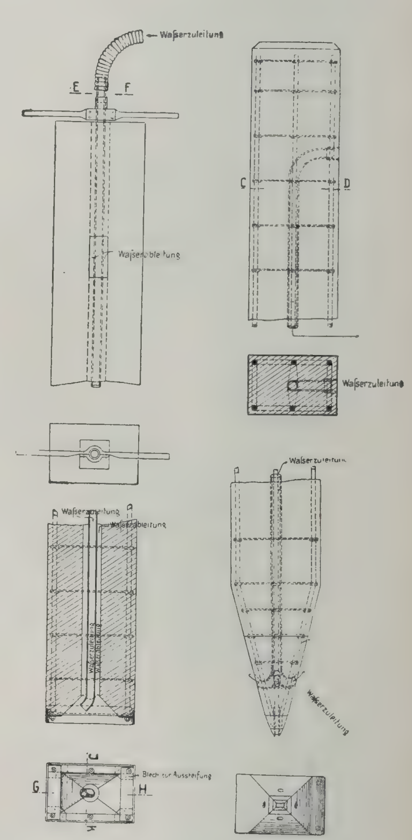


Abb. 263. Pfähle aus dem Jahr 1894.

Beim Gebrauch einer Spülung fehlt uns jeder Maßstab der Tragfähigkeit, soweit man denselben aus dem Ziehen des Pfahles beim Einrammen abzuleiten gewohnt ist. Man hat deshalb versucht, den auf diese Weise abgesenkten Pfahl nur deshalb nachzurammen, um aus dem Ziehen desselben seine Tragfähigkeit abzuleiten. Wie unzutreffend dies ist, beweist eine solche Proberammung in Metz, dieselbe ergab ein Ziehen von 18 bezw. 22 mm, dem nach der Brixschen Formel eine zulässige Belastung von 33 bezw. 28 t entspricht. Eine folgende Probebelastung mit 120 t ergab eine Setzung von 4 bis 6 mm, die bei der Entlastung auf 2 mm zurückging. Wir sehen hier ein Beispiel, wo die ruhende Last durch die Reibung aufgezehrt wurde und die Größe der Setzung durch die Zusammendrückung des Mauerwerks begrenzt ist, während der Schlag sich auf tiefere Schichten fortpflanzte und so in dem wahrscheinlich durch die Spülung gelockerten Erdreich eine größere Bewegung hervorbrachte.

Bei Holzpfählen entstehen oft dadurch Schwierigkeiten, daß der Wasserstrahl einseitig wirkt und dadurch die Lage des Pfahles verschiebt. Man ist aus diesem Grunde

[1]) Zentralbl. d. Bauverwalt. 1904, Nr. 25, S. 162.

gezwungen gewesen, zwei symmetrische Röhren anzuordnen.[1]) Im vorliegenden Falle läßt sich der geeignete Weg für die Ein- und Rückleitung des Wassers bei der Formgebung des Pfahles schaffen. Die betreffende Röhre erhält einen Durchmesser von 3,5 bis 5 cm und wird zuweilen gegen die Pfahlspitze zu eine Verengung angebracht, um einem Verstopfen vorzubeugen.

Manche Einzelheiten werden von dem jeweiligen Material abhängen. Am besten ist hierzu Sand geeignet, sowie jeder andere Boden, der, solange der Wasserdruck anhält, den Raum für die Wasserader freiläßt, um sich dann nach Einstellen der Spülung dicht an den Pfahl anzuschließen. (Siehe die Beschreibung auf S. 201 Abb. 231b).

Das Eigengewicht der Pfähle ist nicht immer allein hinreichend, um dieselben in Bewegung zu erhalten. Gewöhnlich bedarf es beim Eintreiben einiger leichter Schläge, immer aber sollten die Pfähle zum endgültigen Festsetzen nachgerammt werden. Aus diesem Grunde schon finden sich immer die beiden Vorrichtungen bei einem Schlagwerk kombiniert vor und ist deshalb die folgende Baubeschreibung wegen der dabei gemachten Beobachtungen von Interesse.

Beim Bau eines Fabrikgebäudes in Cambridge, Mass.,[2]) wurden zugespitzte Pfähle durch Spülung versenkt. Dieselben waren 9,15 m lang und oben 35, unten 22,5 cm im Geviert. Abb. 264a stellt die angewendete Form der Bewehrung dar. Der Boden bestand aus etwa 2 m Ausfüllung, ebenso hohem Grundwasser und 8 m Sand und Schlamm, unter welchem ein harter Ton anstand. Zunächst wurden vergleichende Versuche gemacht, welche Zuspitzung des Pfahles die beste wäre. Dieselben erstreckten sich außer der erwähnten Normalform von 22,5 auf eine stärker zugespitzte mit 20 und eine schwächer zugespitzte mit 25 cm im Geviert. Die Versuche ergaben einen schwachen Vorteil für die stärkere Zuspitzung, mittels welcher es möglich war, den Pfahl in 66 Minuten abzusenken, gegenüber 76 Minuten bei mittlerer und 85 Minuten bei schwacher Zuspitzung. Eine weitere Frage ist die Lichtweite der Wasserleitungsröhren. Hier wurden Versuche mit 24, 30, 36 und 48 mm gemacht. Man kann von einem verschwindenden Vorteil für die letztere größte Röhre sprechen. Bei nicht zu hartem Boden empfiehlt es sich, außer durch Drehen auch durch Heben und Senken den Prozeß zu beschleunigen, weil es sonst nicht nur schwer ist, den Pfahl zu heben, sondern auch, weil man sie auf diese Weise beschädigen kann.

Die angezogene Arbeit ist auch deshalb von höchstem Interesse, weil sie uns einen selten genauen Einblick in eine ganze Reihe von Einzelheiten über die Ökonomie der Ausführung gibt, die hier nicht so ausführlich wiedergegeben werden können, wie es erwünscht wäre. Die angewendete Bewehrung bestand aus 4 R.-E. 21 mm (Abb. 264a und b), mit einer mittleren Röhre und einem eisernen Haken am Pfahlkopf, um den Pfahl anhängen zu können. Bei den Gesamtkosten, welche in diesem Falle mit 22 Mark für 1 lfd. m angegeben werden, machen die Kosten der Bewehrung mehr wie ein Drittel aus. Wir ersehen daraus, wie wichtig es ist, die Bewehrung hinreichend, aber doch nicht überflüssig stark zu machen, so zwar, daß sie ihren Aufgaben beim Transport und beim Einrammen gerade noch genügt. Ein weiterer wichtiger Faktor für die Gesamtkosten bildet die Betonierung. Dieselbe hängt ebenso wie das Einrammen in hohem Maße von der Übung und von der Vertrautheit des Personals mit seinen Aufgaben ab. Während im vorliegenden Falle anfangs nur sechs Pfähle in einem Tage hergestellt wurden, steigerte sich die Zahl später auf zehn.

[1]) Assoc. Eng. Societies 1909, Nr. 1. — Siehe auch Eng. Record 1909, S. 357.

[2]) Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.

Das gleiche gilt bezüglich der richtigen Verwendung der Wasserspülung und Rammung, so zwar, daß der Verfasser meint, auf Grund der gewonnenen Erkenntnis könnten die Kosten bis auf 14 Mark für 1 lfd. m herabgedrückt werden. Dieses Beispiel zeigt uns auch, wie der erfahrene Unternehmer trotz billiger Preise nur durch

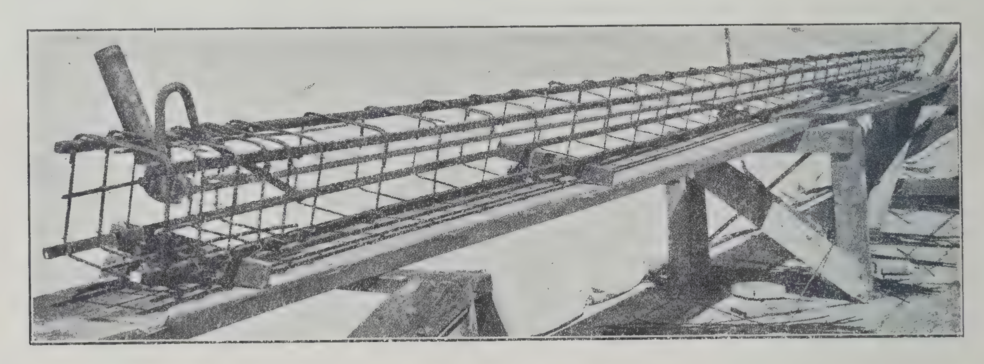


Abb. 264a. Bewehrung eines zur Spülung bestimmten Pfahles.

eine geschickte Disposition und kluge Berücksichtigung aller Umstände einen hohen Gewinn erzielen kann. In der Abb. 264c sind die Diagramme mehrerer Pfähle dargestellt. Die vollen Linien zeigen uns den Verlauf der Rammung, wo Wasserspülung mitwirkte: die punktierten, wo dieselbe ausgesetzt hat. Die Kurven I, II, III zeigen den Verlauf, wie er sein soll. Die Absenkung benötigt 23 bis 30 Minuten. Hätte man bei II und III eine größere Fallhöhe gebraucht, so wäre man I näher gekommen. In der Tiefe von etwa 7 m stellte man bei I das Rammen ein und glaubte, mit ganz leichten Schlägen sein Auslangen zu finden; wir sehen, daß die Kurve sofort flacher wird und erst wieder steigt, nachdem man kräftigere Schläge angewendet hat. Zeit 23 Minuten und 128 Schläge. Bei II waren es 24 Minuten und 185 Schläge. Fallhöhe 15 cm bis 1,20 m unter gleichzeitigem Heben und Senken des ganzen Pfahles. Bei III wurde jedes Drehen, Rütteln und Heben unterlassen und auch nur ganz kleine Schläge ausgeübt. Die Absenkung dauerte 30 Minuten unter 225 Schlägen. Der Pfahl IV stieß zuerst in einer Tiefe von 75 cm auf ein Hindernis, das sich als ein dort liegender Stamm erwies. In einer Tiefe von 6 m verstopfte sich die Röhre vollständig, und der Rest mußte mangels entsprechend größeren Wasserdrucks durch Rammung besorgt werden. Die Zeit betrug 70 Minuten mit 647 Schlägen. Der Boden war an dieser Stelle auffallend härter wie sonst.

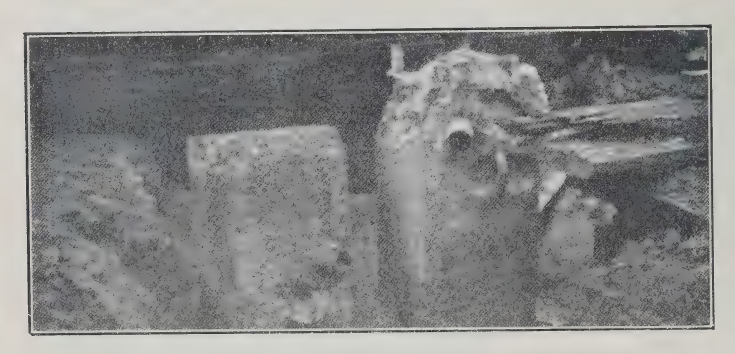


Abb. 264b. Durch Spülung eingetriebener Pfahl.

Beim Pfahl V wurde der Versuch gemacht, nach jedem Schlag den Pfahl in die Höhe zu reißen. Diese Anordnung blieb ohne jeden Erfolg, weil der Boden auch dort zu hart war. Die Fallhöhe wurde bis 2,55 m gesteigert.

Die Kurve VI zeigt uns ein Beispiel der Schwierigkeiten, wenn kein Wasserdruck mithilft. Derselbe wurde bereits in einer Tiefe von 3,45 m unterbrochen. Die Rammung erforderte 83 Minuten mit 895 Schlägen. Die Belastung wurde auf Grund eines letzten Eindringens von 3 bis 6 mm bestimmt und 25 t als zulässige Last angenommen.

In einem weiteren Falle — beim Bau der Wagenhalle der Bostoner Hochbahn[1]) — wurden quadratische Pfähle von durchaus gleichem Querschnitt und einem Rohr von 36 mm lichter Weite hergestellt. Zur Herstellung des Rohres diente eine dünne Blechröhre, die etwa 24 cm unterhalb des Kopfes ein Knie besaß zur Befestigung des Druckwasserschlauches. Es wurden 414 Pfähle geschlagen, die Längen bis 12 m aufweisen.

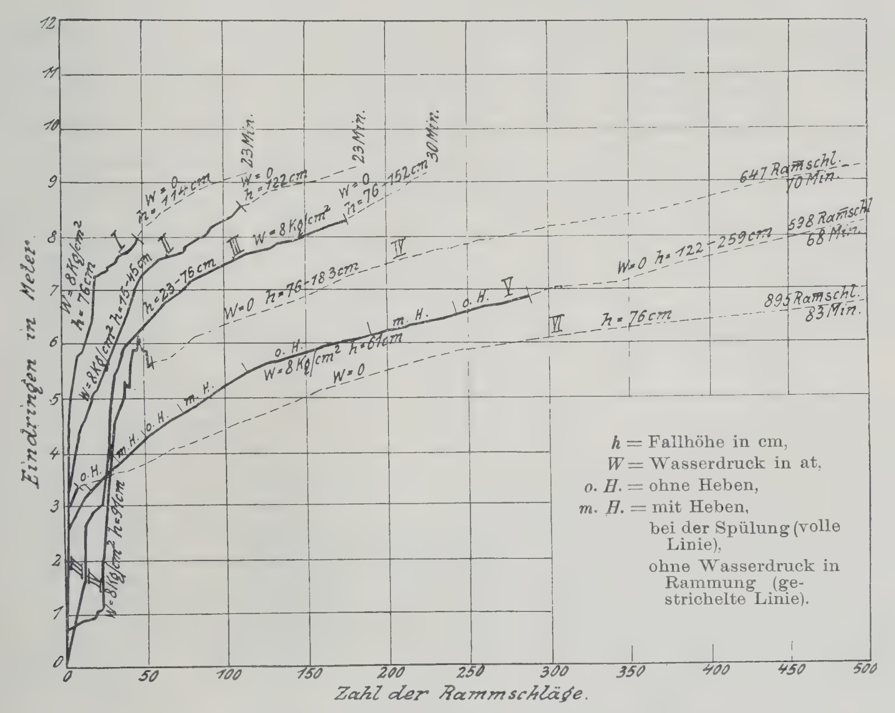


Abb. 264c. Schaubilder eingespülter Pfähle.

Die Zeit des Versenkens war bei der Verschiedenheit des Bodens eine ungemein schwankende, so wurde z. B. ein 10 m langer Pfahl in 9 Minuten versenkt, während ein 5 m langer 3 Stunden benötigte. Was schließlich die Wirkung des Wasserstrahls anlangt, so geht das selbstredend über die nächste Umgebung des Pfahles hinaus. Diese Wirkung geht je nach dem Boden oft nur wenige Zentimeter weit, so daß der Nachbarpfahl von der Störung nichts weiß, während in dem obenerwähnten Falle das Wasser sich oft die erstaunlichsten Auswege suchte. Der Boden bestand aus einem Schlamm mit darin eingelagerten, unregelmäßig festen Schollen und einer festen Deckschicht. Daher kam es, daß oft weit entfernt von dem durch Spülung versenkten Pfahle, oft beim Nachbarpfahle Quellen, herrührend von der Rückleitung, hervorschossen.

Es ist unvermeidlich, daß man in jedem einzelnen Falle die zur Verfügung stehenden Hilfsmittel, welche das Absenken beschleunigen sollen, abwägt und, in verschiedenen vereint, versuchsweise anwendet, wenn man zu der ökonomisch richtigen Lösung gelangen will. Es kommen hierbei in Frage die Spülkraft des Wassers, ab-

[1]) Eng. News 1908, 19. März, S. 305.

hängig von dem aufgewendeten Wasserdruck und der Wassergeschwindigkeit. Ferner die geeignete Röhren- und Pfahlform und das Rütteln und Drehen des Pfahles; ferner die Stärke der Schläge des Bären und schließlich ein Heben und Senken des Pfahles. Weil wir in der obigen Beschreibung einen Fall zitiert haben, in welchem dieses letztere Mittel sich als nutzlos und sogar schädlich erwies, so ist die Mitteilung des Ingenieurs Cannon von Interesse über einen Bau in Brunswick, Ga.[1]) Die Pfähle waren dort 9 bis 15 m lang und hatten 40 cm im Geviert bis 3 m von der Pfahlkante. Dieser Teil war bis 20 cm im Geviert zugespitzt. Man hat einen Bären von 2300 kg Gewicht verwendet. In der ersten Woche gelang es, nur 4 bis höchstens 6 Pfähle im Tage zu versenken. Die Spülung versagte bereits nach 3 m, und die restlichen 12 m mußten gerammt werden. Man entschloß sich nun zu dem Versuch, die Pfähle zu heben und zu versenken. Dies geschah mittels eines Sattels in Höhen von 40 bis 60 cm, von welchen der Pfahl frei herabfiel. Das Bärgewicht wurde hierauf belassen und diente die Verbindung desselben zugleich als Führung. Auf diese Weise gelang es, bei Anwendung eines Wasserdrucks mit 7 Atmosphären 27 bis 30 Pfähle in 14 Stunden einzusenken. Die ganze Arbeit umfaßt 6000 Pfähle. Interessant ist weiter, daß etwa die Hälfte durch eine Bank weichen Felsens von etwa 60 cm Stärke durchgetrieben werden mußte. Um sich zu überzeugen, wie die Säule dies verträgt, wurden einige nach Absenkung wieder herausgezogen und festgestellt, daß nur die Ecken etwas abgerundet wurden. Die Pfähle hatten in diesem Falle nur im unteren Teil eine 3 m lange Röhre. Von da an wurde sie außerhalb des Pfahles abnehmbar geführt.

Vielfach findet man es doch billiger, auch bei Eisenbetonpfählen außerhalb Zwillingsröhren anzuwenden, besonders dort, wo man sich noch nicht schlüssig ist, ob Spülung in Verwendung kommen soll, so z. B. in Long Beach, Long Island.

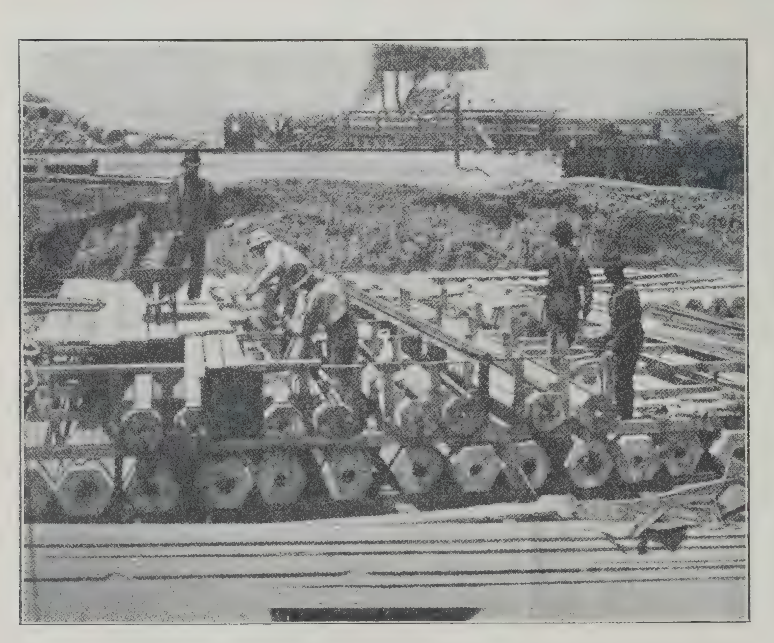


Abb. 265. Gilbrethpfähle.

Dort, wo dies von vornherein feststeht, ist der Gebrauch eines gerippten Querschnitts zu empfehlen, in dessen Zentrum die Druckröhre angeordnet ist. Derselbe bietet nicht nur eine bedeutende Ersparnis für die Zuleitung, sondern ergibt auch die beste Form der Rückleitung und gleichzeitig den Vorteil, daß der Verband des Pfahles mit dem umgebenden Erdreich nach Abschluß der Spülung ein ungemein verläßlicher wird.

Die Abb. 265 zeigt derartige Pfähle teils fertig, teils in der Herstellung, die so

[1]) Eng. Record 1909, S. 360.

angeordnet ist, daß sie bloß einen kleinen Raum beansprucht und ermöglicht, die unteren Pfähle nach der Reihenfolge der Herstellung herauszunehmen.

Von den damit ausgeführten Bauten ist zu erwähnen das Gebäude des Herrn Lattemann in Brooklyn (Abb. 266), wo auf einer verbauten Fläche von 30 × 39 m 480 derartige Pfeiler gebraucht wurden. Dieselben waren oben 40, unten 27,5 cm im Durchmesser und die Bewehrung bestand aus einem Netz von 10 mm-Längseisen, 7,5 cm von Mitte zu Mitte, und 3 mm-Quereisen in Abständen von 30 cm. Das Eisen war 2,5 cm von der Oberfläche entfernt gehalten. Wie aus der Abbildung ersichtlich, waren die Pfähle in Gruppen von 4 bis 6 zusammengefaßt und jedem war von ihnen eine Last von 25 t zugewiesen. Die Absenkung auf eine Tiefe bis 6 m geschah durch Wasserdruck von 8,5 Atm. und die Verwendung der in Abb. 267 gezeigten Schlaghaube.

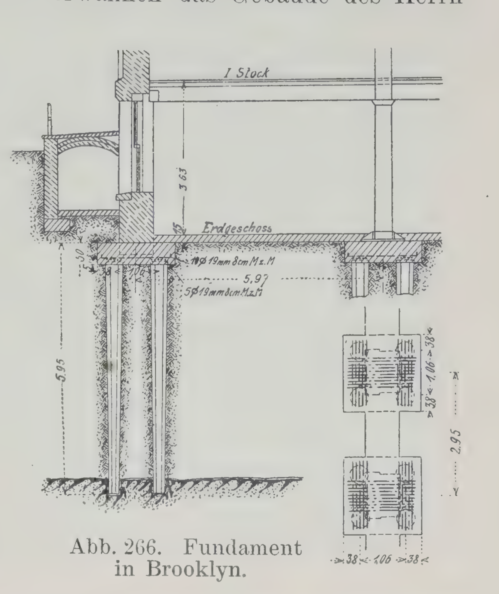
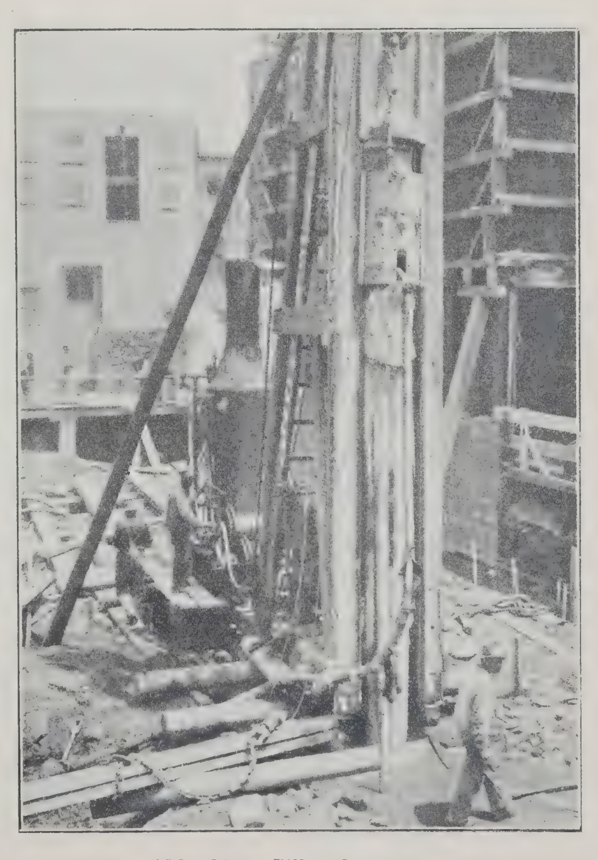


Abb. 266. Fundament in Brooklyn.

Ein vorzügliches Beispiel dieser Art bietet die Pfählung beim Bahnhof in Metz mit 3700 Stück Pfählen von etwa 50 000 Längenmetern.[1]) Bei einer Rammung ohne Druckwasser waren 450 Schläge nötig, während bei dem Spülverfahren 10 bis 40 leichte Schläge bis zum festen Grund hinab genügten, worauf man noch 80 bis 100 Schläge zum Einrammen in den festen blauen Letten folgen ließ. Es kommt daher ein Arbeitsaufwand von 140 gegen 450 in Betracht, und es war so möglich, mit einer Ramme täglich etwa 10 Pfähle, das sind 120 m, einzurammen. Man hat hierbei den ursprünglichen sechseckigen Querschnitt mit sechs inneren Verschnürungen in einen fünfeckigen umgewandelt mit je zwei, also im ganzen zehn inneren Verschnürungen (Abb. 243c).

Die Abb. 268 a, b u. c zeigen uns die Pfahlausteilung und die Anordnung der Fundamentträger. Bezüglich der Herstellung dieser Pfähle wurden folgende Angaben gemacht: Die Betonierung des Pfahles geschah naß und liegend, konnte daher in


Abb. 267. Gilbrethramme.

[1]) Siehe Beton-Kalender 1907 und Deutsche Bauztg. 1906, 21. Juli, denen die Abbildungen entnommen sind.

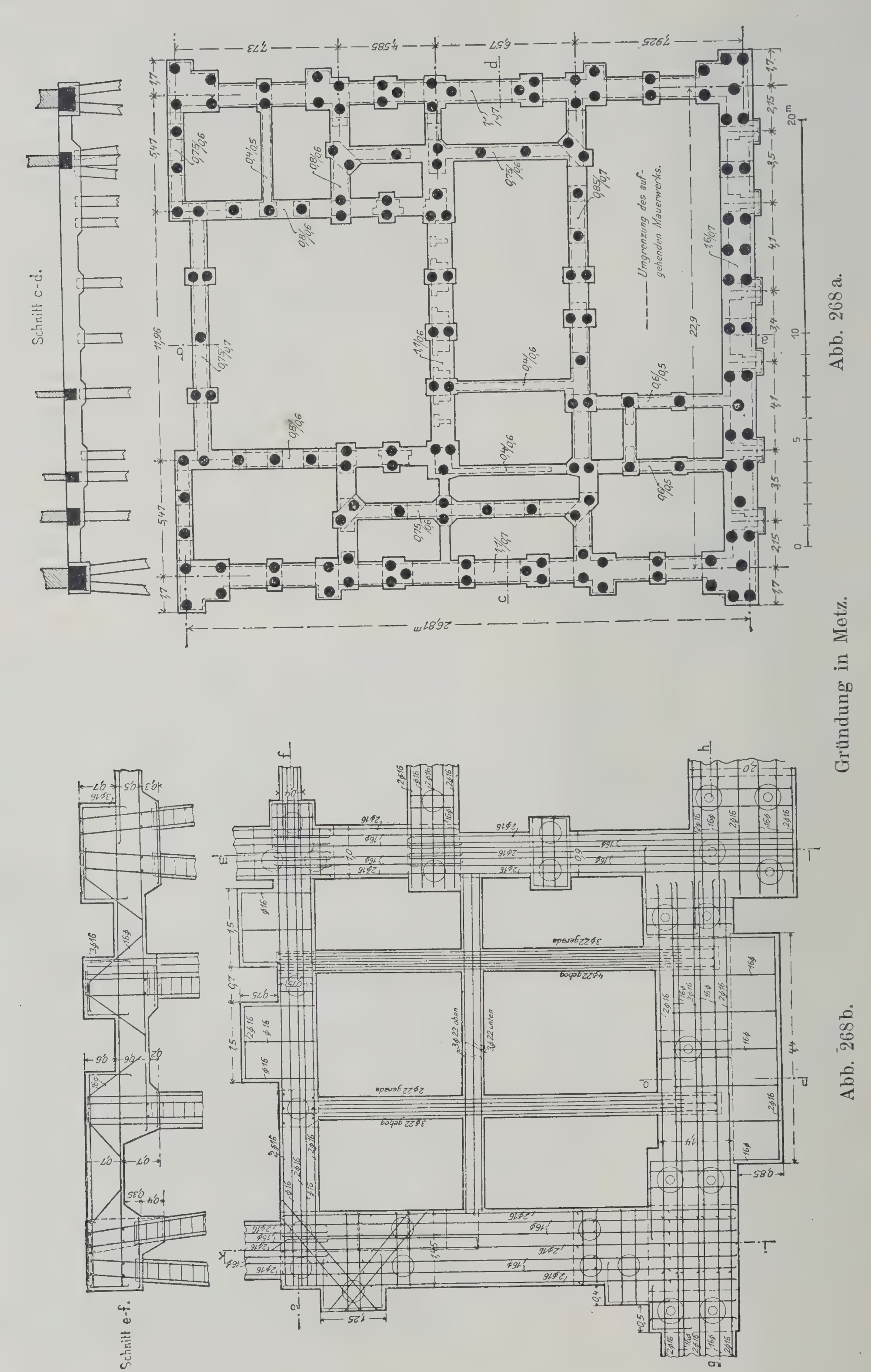


Abb. 268 a.

Abb. 268 b.

Gründung in Metz.

1 bis $1^1/_2$ Stunden vollendet sein. Die verwendete Mischung war 1 : 1,5 : 3. Die Schalung wurde nach drei Tagen entfernt, der Pfahl wenigstens eine Woche feucht erhalten und nach 4 bis 6 Wochen verwendet.

Ein weiteres Beispiel findet sich in einem Vortrage des Ingenieurs Gow in Boston 1907.[1])

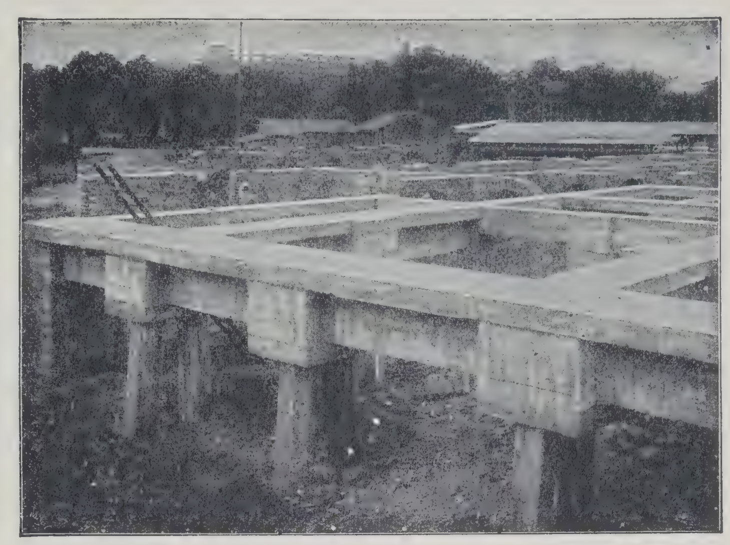


Abb. 268c.

Fundamentträger und Pfahlroste.

Während die Flachgründung uns die Unterlage für das aufgehende Mauerwerk darbietet, so muß dieselbe bei Tiefgründung zwischen den Pfählen erst geschaffen werden. Wie bereits mehrfach erwähnt, geht dies auf zweierlei Weise, je nachdem man diese obere Verbindung zum Tragen heranzieht oder nicht. Der erste Fall wurde bei den schwebenden Gründungen bereits behandelt, sonst besteht die Verbindung der Stützpunkte aus Trägern, die das eigentliche Mauerfundament tragen und die Last auf die Pfähle, Pfeiler, Brunnen usw. weitergeben. Der Eisenbeton bietet nun die Möglichkeit, auch diese Gebäudeteile monolithisch dem Fundament anzugliedern.

Die einfachste Lösung dieser Art bietet sich uns in einer auf einem Balken aufruhenden Mauer, von der uns die Abb. 269 das Beispiel einer 2100 m langen Umfriedigungsmauer der Pennsylvania-Eisenbahn in Philadelphia vorführt. Hierbei finden sich in Abständen von etwa 5 m Betonpfeiler vor, die bis zum tragfähigen Grunde herabreichen, auf welche die tragenden Eisenbetonbalken aufgesetzt sind. Der hierauf gesetzte Aufbau der aus Bruchsteinen hergestellten Mauern ist, wie aus dem Bilde ersichtlich, gestaltet. Man hat in solchen Fällen wiederholt versucht, anstatt eines einzelnen starken Trägers die ganze Mauer zum Tragen heranzuziehen, wie dies im nächsten Abschnitt ausführlich beschrieben wird. Bei Umfriedigungsmauern in schlechtem Terrain stellen die Fundamente den



Abb. 269. Mauerträger.

---

[1]) Eng. News 1908, 19. März, S. 305.

größten Ausgabeposten dar. Während man also sonst aus ökonomischen Gründen gezwungen wäre, ihnen durchweg ein unzureichendes Fundament zu geben, so wird man hier in der Lage sein, in einzelnen Punkten bis zu den tragfähigen Schichten herabzugehen. Die Abb. 270 zeigt uns ein Beispiel aus dem Gebiete des Hochbaues. Auch dort ist man in dem aufgeschütteten Terrain nur mit einigen Pfeilern herabgegangen und hat diese bis zum Parterrefußboden heraufgeführt. Um die nötige Verbindung der Pfeiler, die Unterstützung der oberen Mauer und den Abschluß nach unten hin zu erhalten, wurde die Tragkonstruktion zu einer Art Vorhangmauer ausgebildet.

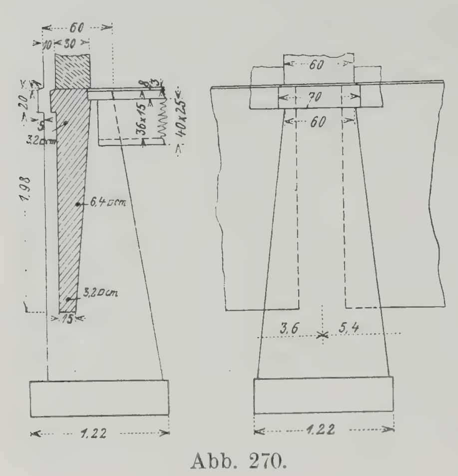


Abb. 270.

Diese Bauweise unterscheidet sich von den vorangehend in den Flachgründungen als Übergangsform beschriebenen nur dadurch, daß die Unterstützungspunkte der Längsträger, die dort bloß angenommen sind, hier statisch festgelegt erscheinen und dieselben keinen Bodendruck aufnehmen. Hennebique verzeichnet als einen seiner ersten Bauten dieser Art 1895 die Brauerei Tivoli in Lausanne, später in Agen (Frankreich) Fundamentträger mit 500 bis 12 500 kg für 1 lfd. m, darunter auch solche, die über einen Bach gehen und außer 3500 kg für 1 lfd. m Einzellasten von 40 bis 90 t tragen. In Isey les Molineaux bei Paris 320 Träger unter einem Gebäude, dessen Fundament in Schwimmsand und unter der Hochwasserlinie liegt usf., Spannweiten bis 7 m und Lasten scheinbar unbegrenzt in ihrer Höhe. Die Träger finden sich auch netzartig (siehe Abb. 268c) und plattenförmig ausgebildet vor, so z. B. bei der Weberei der Firma Dierich in Gellenau bei Kudowa, wo eine Platte von 7000 m³ auf 2500 Betonpfählen ruht, ausgeführt von Alban Vetterlein u. Co. in Glauchau u. a. m.

Wir haben bereits früher darauf hingewiesen, daß es möglich ist, auch nachträglich unter Gebäudeteilen Eisenbetonträger einzuziehen, um diese Teile zu unterfangen. Gelegentlich des Baues der New-Yorker Untergrundbahn[1]) handelte es sich darum, die Frontmauern mehrerer kleiner Häuser längs der Kanalstraße sicherzustellen. Dies war nur so möglich, daß man die seichte Gründung derselben bis auf ein Niveau hinabführte, das tiefer lag wie das Fundament des Tunnelaushubes. Die leichten Gebäude ließen es jedoch zu, die kostspielige Unterfangung auf einzelne wenige Pfeiler zu beschränken und den dazwischen gelegenen Mauerteil auf Eisenbetonträger zu setzen, die einbetoniert wurden, nachdem der betreffende Gebäudeteil unterfangen war. Weitere Beispiele solcher Fundamentträger finden sich in Beton u. Eisen 1905, S. 162, wo die Unterfangung des Kapitols in Boston mit Hilfe solcher unterbetonierter Träger dargestellt ist. (Siehe auch S. 74 unter Flachgründungen).

Man wird zu Fundamentträgern hauptsächlich dann greifen, wenn das die Stützpunkte umgebende Erdreich nicht genügend tragfähig oder sonstwie unzuverlässig ist und die Ökonomie auf einzelne weitentfernte Stützen hinführt. In allen anderen Fällen wird man sich des von selbst darbietenden Rückhalts nicht entschlagen und einen sogenannten Pfahlrost ausführen, da die Pfähle nahe genug sind, um einer besonderen Zwischenträgerkonstruktion entbehren zu können.

[1]) Eng. Record 1908. 15. Juni. S. 175.

In den ältesten Formen war sowohl der Pfahl wie auch der Rost aus Holz. Lange schon ist man zum Ersatz des Holzrostes durch einen Betonklotz übergegangen:

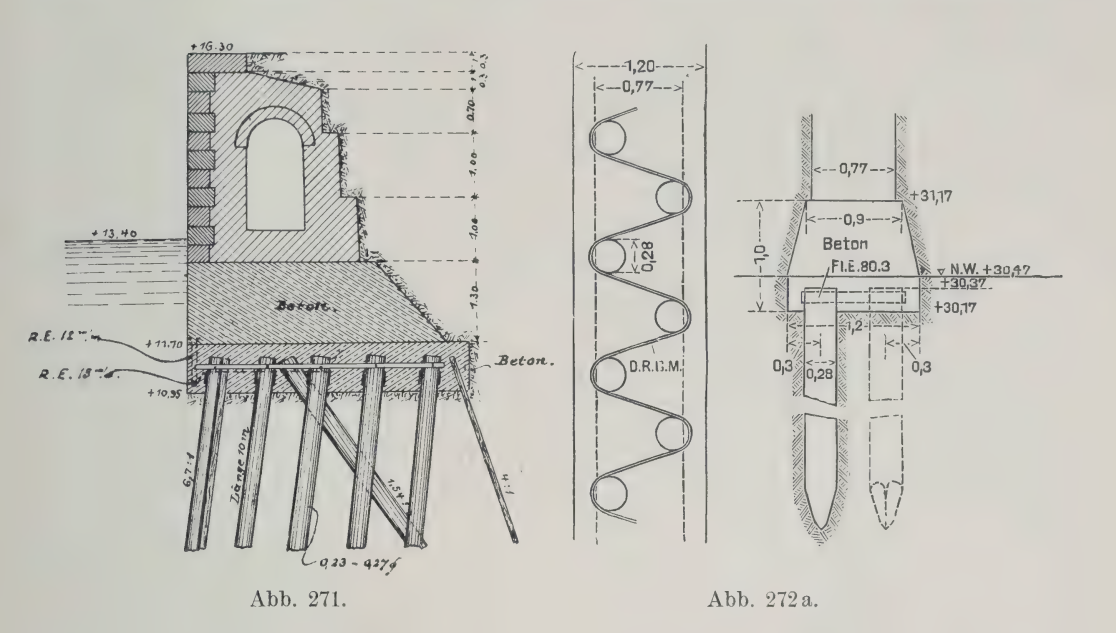


Abb. 271. Abb. 272a.

diese heute allgemein übliche Ausführungsform betoniert die Pfahlköpfe in einen Betonklotz ein, der bis unter das tiefste Grundwasser reicht und so ein Abschneiden der Holzpfähle ersparen läßt. Die Unvollkommenheit der Verbindung der Pfähle mit dem Beton hat zunächst dazu geführt, diesem Mangel durch eine Eisenbewehrung im Betonklotz abzuhelfen, der den Verbund zwischen Pfahl und aufgehenden Mauern vermittelt, und diese Lösung wurde selbst dort eingeführt, wo man mit den übrigen Einzelheiten noch den älteren Methoden treu blieb, für die diese teilweise Verwendung des Eisenbetons eine wesentliche Verbesserung bedeutet. Als Beispiele auf diesem Gebiete seien angeführt:



Abb. 272b. Verschnürung von Eisenbetonpfählen.

Zur Verstärkung der Betonrostplatten auf hohem Pfahlrost haben in Brüssel in dem Becken „Bruxelles ports de mer“ Eiseneinlagen Verwendung ge-

funden. Diese bestehen bei der Kaimauer im „Bassin maritime“ (Abb. 271) aus Flacheisen von 80 × 8 mm Stärke, die Pfähle in der Längs- und Querrichtung umfassen, und einem 15 mm starken, an der Vorderkante angeordneten Längsrundeisen, das durch 12 mm starke Bügel und wagerechte Drähte mit der Betonplatte verbunden ist.

Eine ähnliche, in Abb. 272a dargestellte Anordnung erwähnt Ingenieur Bernhard als eine von ihm in Berlin eingeführte Form. Wir finden sie auch in derselben Weise bei der Gründung des Polizeidienstgebäudes in Charlottenburg wieder[1]) (Abb. 272b).

Eine weitere hervorragende Anwendung fand der Eisenbetonpfahlrost bei der Kaimauer des Hafenbassins II und bei den Molen an der neuen Einfahrt in Bremen. Die aus Beton mit Basaltsäulenverblendung hergestellte Mauer verbreitert sich in Höhe des Niedrigwassers in eine Eisenbetonplatte, die an der Vorderkante durch betonumhüllte, lotrechte Doppelpfahlreihen und nach hinten zu durch eine dreifache Reihe von Schrägpfählen unterstützt wird. Letztere bilden infolge ihrer Belastung durch die darüber lagernde Erdschicht eine wirksame Verankerung des vorderen Mauerteils (Abb. 273a). Zur Verstärkung der 60 cm starken Betonplatten dienen in zwei Lagen übereinander angeordnete [-Eisen Nr. 16, die einerseits durch winkelförmige Knappen die Verankerung der vorderen und hinteren Pfahlreihen bewirken, anderseits durch Winkel- und [-Eisen in der Längsrichtung verbunden sind, um ein Zusammenwirken aller Eiseneinlagen der Platte zu erreichen (Abb. 273b).

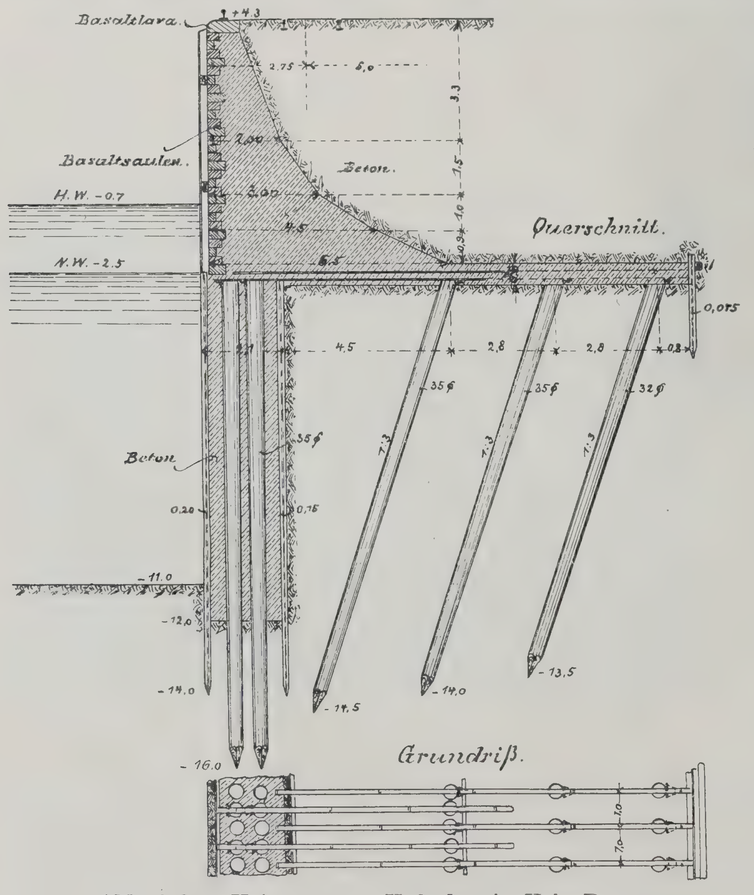


Abb. 273a. Kaimauer am Hafenbassin II in Bremen.

In dem „Bassin de batelage“ in Brüssel wurde dagegen die Bewehrung durch drei netzförmig angeordnete wagerechte Rundeiseneinlagen bewirkt, von denen die beiden oberen noch gitterartig verbunden wurden (Abbild. 274). Bei beiden Ausführungen wurden zur Aufnahme der wagerechten Seitenkraft des Erddrucks außer der Schrägstellung der Druck-

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 531.

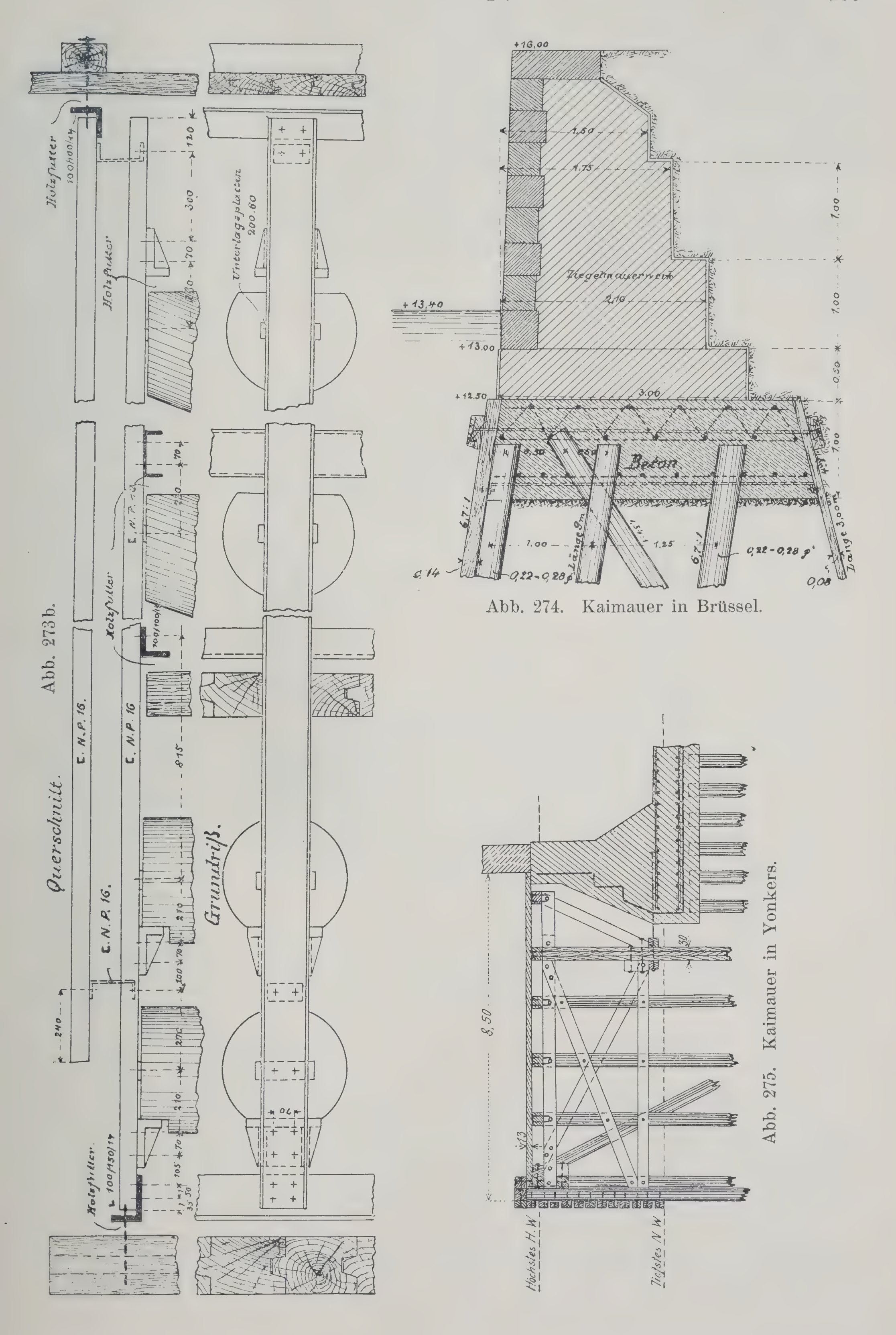


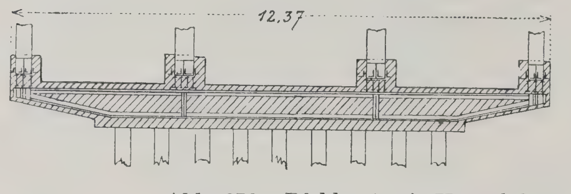
Abb. 273b.

Abb. 274. Kaimauer in Brüssel.

Abb. 275. Kaimauer in Yonkers.

pfähle nach hinten in einer Neigung 1,54 : 1 eingerammte Zugpfähle vorgesehen.[1])

Eine umfangreiche Ausführung mit Eisenbetonrost auf Holzpfählen zeigt das Kraftwerk in Yonkers der New-York-Zentraleisenbahn (Abb. 275), wo sich eine Gebäudefläche von 75 auf 50 m, umfassend das Turbinenhaus, Kamine sowie die Abflußkanäle, in dieser Weise unterstützt vorfindet. Das Gebäude ist durch eine sorgfältig bis zum höchsten Hochwasser heraufgeführte wasserdichte Einlage gegen das Eindringen von Feuchtigkeit sichergestellt.



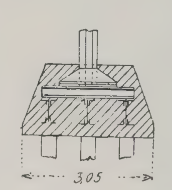


Abb. 276. Pfahlrost mit Konsolplatte.

Diese Pfahlroste eignen sich auch besser wegen ihrer statischen Bestimmtheit zur Herstellung von Konsolen an Fundamentplatten. Die Abb. 276 gibt uns ein Beispiel aus Chicago bei einem 10 Stock hohen Bureaugebäude, wo die Konsolen bestimmt waren, die Feuermauern zu tragen.

Abb. 277. Mauerfundament in Nantes.

Weit vorteilhafter gestalten sich die Einzelheiten, sobald auch die Pfähle aus Beton sind. Die Abb. 277 gibt uns ein Beispiel dieser Art von einer Mauer in Nantes.

Neben diesem ältesten Bauwerk dieser Art sei eine der neuesten Anwendungen, die Gründung der beiderseitigen Widerlager der Eisenbahnbrücke über den Hnizdecznabach der Lokalbahn Tarnopol—Zbaracz, erwähnt.[2]) Aus Abb. 278 sind die Untergrundverhältnisse zu ersehen. Es wurden vorerst die beiden Widerlagerfundamente mit einer Flachbürstenwand versehen, die bis auf den Letten getrieben wurde, sodann wurden in

[1]) Annales des travaux publics de Belgique 1904, April.

[2]) Siehe Beton u. Eisen 1906, S. 276. A. Nowak, Die neuen durch die k. k. Eisenbahnbaudirektion hergestellten Eisenbetonbauten. Tafel XXV.

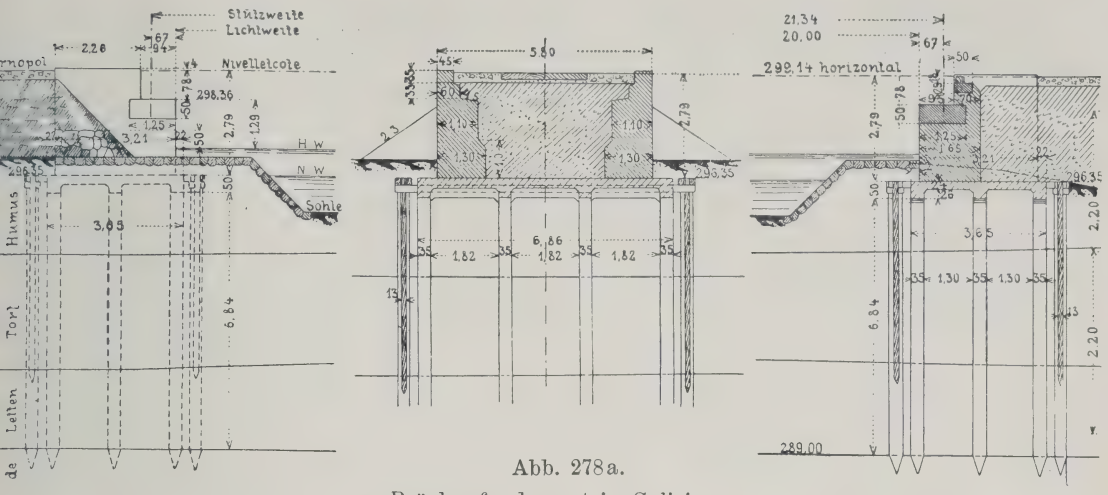


Abb. 278a.

Brückenfundament in Galizien.

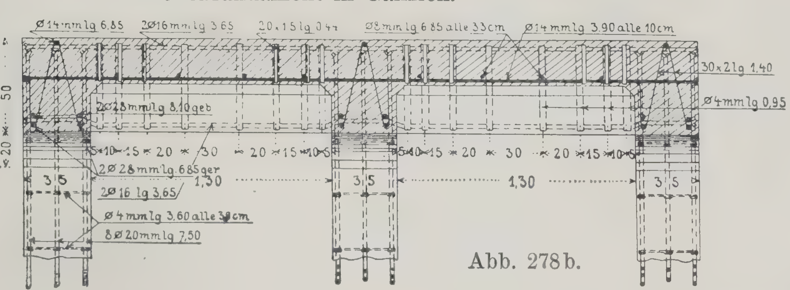


Abb. 278b.

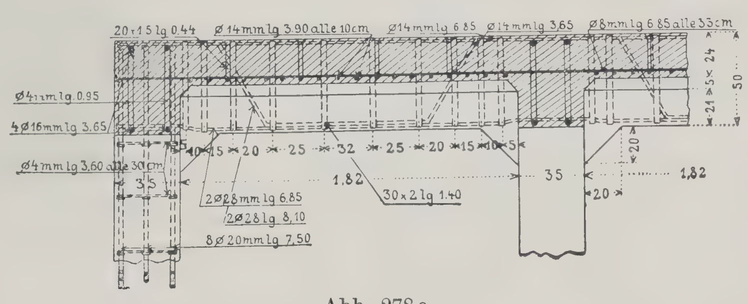


Abb. 278c.

jedes Widerlager je 12 Eisenbetonpfähle von einer Stärke 35 . 35 cm gerammt, und auf diese Pfähle wurde dann eine Plattenbalkendecke betoniert.

1. Berechnung der Platte. Mittlere Höhe des Widerlagers über der NW.-Höhe (Plattenoberkante) 2,60 m.

Der Auflagerdruck beträgt 97 t und verteilt sich auf eine Fläche von $2{,}0 \times 6{,}86$ m.

Es ist daher die Belastung der Platte für 1 m²

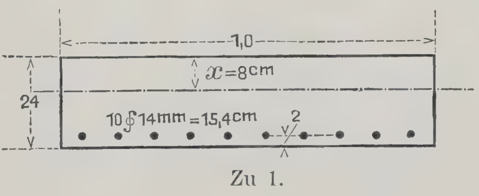
Erde und Mauerwerk . .	$2{,}6 \cdot 2000 = 5\,200$ kg
Auflagerdruck	$\frac{97\,000}{2{,}0 \cdot 6{,}86} = 7\,070$ „
Eigengewicht	$= 580$ „
	Summe 12 850 kg.

Die Platte wurde als teilweise eingespannt gerechnet, und ist das Moment daher

$$M = \frac{1}{10} \cdot 12\,850 \cdot 1{,}3 \cdot 130$$



$$= 217\,165 \text{ kgcm.}$$



Zu 1.

Die neutrale Achse berechnet sich mit $x = 8$ cm, das Trägheitsmoment $J = 62\,343$ cm⁴, die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{217\,165}{62\,343} \cdot 8 = \mathbf{27{,}9\ kg/cm^2}$$

und die des Eisens

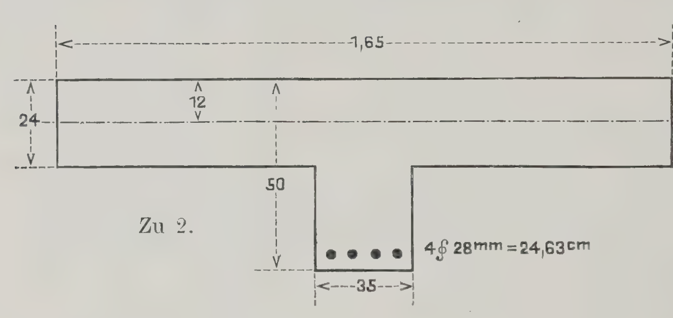
$$\sigma_e = \frac{217\,165}{62\,343} \cdot 15 \cdot 14 = \mathbf{735\ kg/cm^2.}$$

2. Berechnung der Balken. Last für 1 m² Fläche ist nach dem früheren 12 580 kg/m².

Der Querschnitt des Balkens ist in Abb. 2 ersichtlich. Belastung für 1 lfd. m

$1{,}65 \cdot 12\,850 = 21\,202$ kg
Eigengewicht = 240 „
Summe 21 442 kg.

$$M = \frac{1}{8} \cdot 21\,442 \cdot 1{,}82 = 895\,000 \text{ kgcm.}$$



Zu 2.

Die neutrale Achse berechnet sich mit $x = 12{,}3$ cm, das Trägheitsmoment $J = 522\,675$ cm⁴;

die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{895\,000}{522\,675} \cdot 12{,}3 = \mathbf{21{,}4\ kg/cm^2}$$

und die des Eisens

$$\sigma_e = \frac{895\,000}{522\,675} \cdot 15 \cdot 33{,}7 = \mathbf{862\ kg/cm^2.}$$

Die maximale Querkraft $V = 21\,442 \cdot 0{,}91 = 19\,500$ $m = h - \frac{x}{3} = 46 - 4{,}1 = 41{,}9$ cm $\frac{V}{m} = 465$ kg, hiervon ist bei einer Breite der Betonrippe von 35 cm ein Betrag von $465 - 35 \cdot 4 = 325$ kg vom Eisen aufzunehmen.

Die Bügelbewehrung wird im Abstande $l_1 = \frac{325 \cdot 91}{465} = 60$ cm vom Auflager nötig. Die gesamte horizontale Schubkraft beträgt $325 \cdot 30 = 9750$ kg und verlangt $\frac{9750}{600} = 16{,}25$ cm², während $4 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 0{,}2 + 6{,}16 + 15{,}71 = 30{,}87$ cm² vorhanden sind. Der Haftspannung wird hier durch die Heraufführung der Säuleneisen und die Verschnürung mit denselben entsprochen, sonst sollten bei einer Spannweite von 1,81 m, um die zulässige Haftspannung von 4 kg/cm² nicht zu überschreiten, keine größeren Rundeisen wie $4 \cdot 1{,}8 = 7{,}2$ mm Verwendung finden, und da dies nicht gut möglich ist, sollten in analogen Fällen alle Eisen abgebogen oder durchgeführt bezw. Gieshammersche oder ähnliche Bügel angebracht werden.

3. Berechnung der Pfähle. Belastungsfläche $1{,}65 \cdot 217 = 3{,}58$ m².
Belastung für 1 Pfahl $3{,}58 \cdot 12\,850 = 46\,003$ kg.
Querschnittsfläche des Pfahles $F_i = 35 \cdot 35 + 15 \cdot 25{,}12 = 1600$ cm².
Druck für 1 cm² Fläche $k = 30$ kg.
Gewicht des Rammklotzes 1800 kg.

Gewicht des Pfahles 2000 kg.
Fallhöhe des Rammklotzes 1 m.
Tiefe des Eindringens beim letzten Schlag

$$s = 2000 \cdot \frac{(1800 + 2000)\,2}{1800} \cdot \frac{1,0}{46\,563} = 0,0102 \text{ cm}$$

oder bei einem Sicherheitskoeffizienten von $\varkappa = 5$

$$s = 2,0 \text{ mm},$$

d. h. die Tragfähigkeit des Baugrundes ist bei einem Sicherheitskoeffizienten von 5 erreicht, wenn der Pfahl beim letzten Schlag eines Rammklotzes von 1800 kg Gewicht und einer Hubhöhe von 1 m noch um 2 mm einwirkt.

In Abb. 152 haben wir den Fall kennen gelernt, wo die Platte ein wichtigerer Fundamentbestandteil ist. Umgekehrt kann auch die Platte nichts weiter wie ein Kellerfußboden sein. Dann sind die Pfähle ohne Rücksicht auf die Platte in entsprechender Zahl mit Rücksicht auf ihre Tragfähigkeit längs der Mauer und unter den Säulen anzuordnen. Bei einer nicht genügend starken Platte bedarf es zur Sicherstellung der Tragwirkung und zur gleichmäßigen Verteilung derselben besonderer Träger und Massive, wie in Abb. 279 bei Säulengruppen von 10 Säulen bei der Schokoladenfabrik in Noisiel s. M. bei Paris.

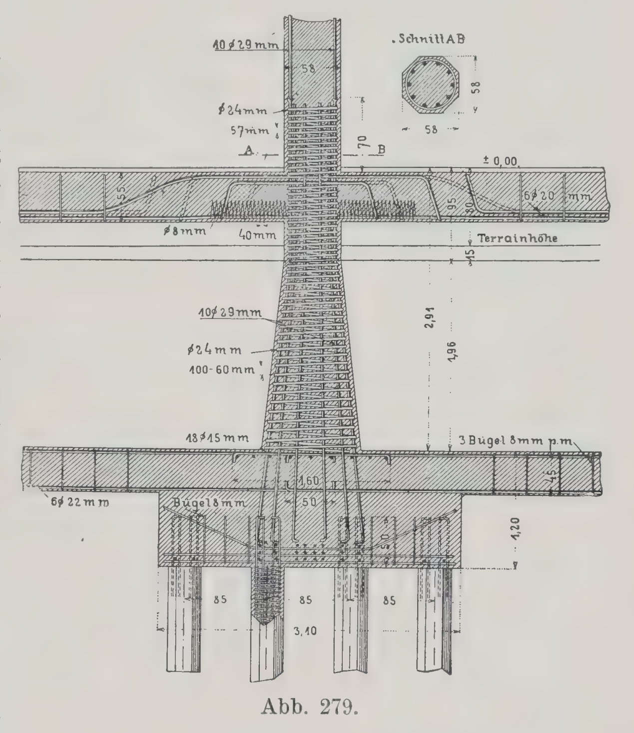


Abb. 279.

Bei einer Fundierung mit Eisenbetonpfählen ist der auf dieselben auflagernde Plattenrost ein notwendiger Bestandteil und ermöglicht die Austeilung der Pfähle so vorzunehmen, daß tatsächlich ihre Tragfähigkeit ausgenutzt ist. Bei Holzpfählen mit darauf aufbetonierten Betonbanketten muß die Inanspruchnahme dieses Betonklotzes als Träger vermieden werden und müssen daher die Pfähle schon deshalb dichter und ohne Ausnutzung ihrer Tragfähigkeit angeordnet werden. Bei Eisenbeton wird man die Pfähle zu Gruppen zusammenfassen, mit einer Deckplatte versehen und dazwischen einen Träger anordnen, der zugleich als Schließe dient. Wir haben derartige Beispiele bereits früher zitiert und wollen hier noch in der Abb. 280 jene typische Anordnung wiedergeben, wie sie beim Bau des Regierungsgebäudes in Düsseldorf Verwendung gefunden hat.

Im Falle Gewerbehaus Metz (Abb. 281) handelte es sich darum, den auf einer alten französischen Befestigung stehenden Monumentalbau sicher zu gründen.

Der Bau steht zum Teil auf alten Festungsmauern, zum Teil auf zugeschütteten Wallgräben und zum Teil auf gewachsenem, aber nicht tragfähigem Boden, und die

Gründung mußte daher bis auf den festen, gewachsenen Boden geführt werden, wenn sie in allen ihren Teilen gleichwertig sein sollte. Die aus festgelagertem Kies bestehende tragfähige Schicht liegt etwa 9 bis 10 m unter Kellersohle und der Grundwasserspiegel etwas höher.

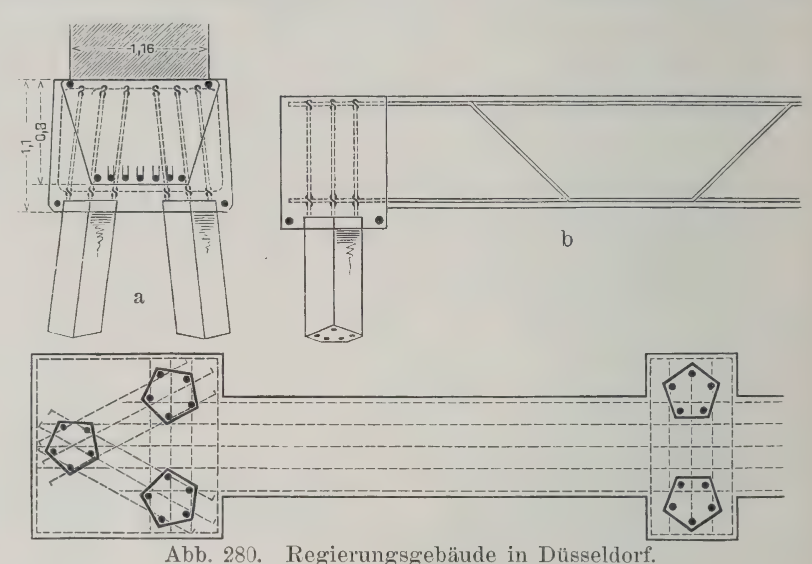


Abb. 280. Regierungsgebäude in Düsseldorf.

Unter diesen Umständen konnten nur zwei Gründungsarten in Frage kommen, entweder Pfeilergründung oder Gründung mittels Eisenbeton- oder Simplexpfählung; Holzpfähle waren des tiefen Grundwasserstandes wegen ausgeschlossen. Eine vergleichende Kostenaufstellung ergab die wirtschaftliche Überlegenheit der Eisenbetongründung, weshalb sich die Bauleitung zu ihrer Ausführung entschloß, die dann auch mit vollem Erfolg durchgeführt wurde.

Die vorhandenen Festungsmauern konnten nur zum Teil benutzt werden, da die Untersuchung ergeben hatte, daß sie unzuverlässig seien; sie wurden deshalb mit Eisenbetonbanketten, welche auf längs der Mauern geschlagenen Pfählen gelagert sind, überbrückt. Die Mauern wurden in üblicher Weise mittels Eisenbetonbankette auf die Pfähle aufgelagert.

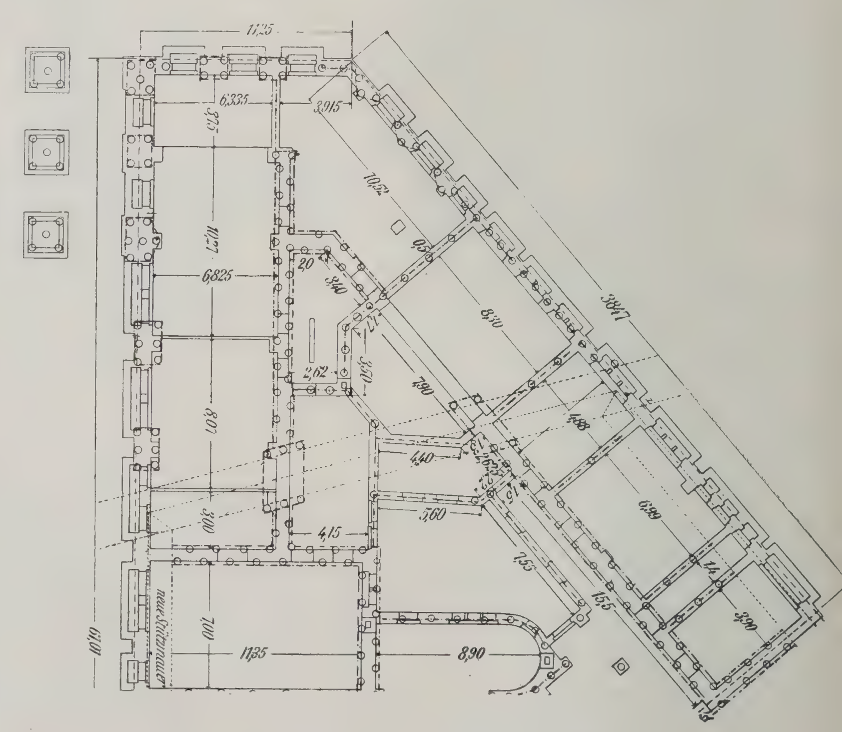


Abb. 281 a. Gewerbehaus in Metz.

Auch die Gründung des Warenhauses Breuninger (Abb. 282) in Stuttgart mittels

Eisenbetonpfähle war durch ähnliche Umstände wie beim Gewerbehaus Metz veranlaßt, da es ebenfalls auf einer alten, jetzt freilich eingefüllten Stadtbefestigung steht, welche sich quer durch das Gebäude hinzieht.

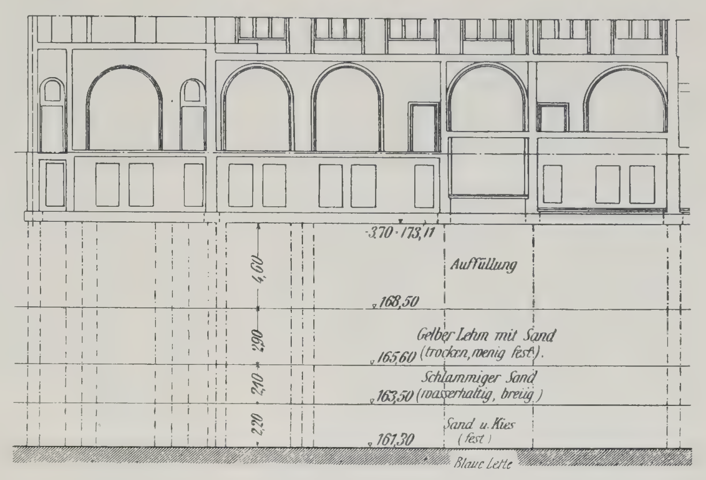


Abb. 281 b.

Der zu durchrammende Boden bestand dort aus einer lettigschlammigen Auffüllung, die ja zur Zeit noch teilweise mit Wasser durchsetzt war, deren Trockenlegung bezw. Absenkung des Wasserspiegels infolge Kanalisation aber im Bereiche der Möglichkeit lag.

Es wurdes dehalb von der ursprünglich geplanten Holzpfählung abgesehen und ebenfalls zur Eisenbetonpfählung gegriffen, da, abgesehen von der wirtschaftlichen Überlegenheit, das Abteufen von Brunnen der schlechten Bodenbeschaffenheit und der angrenzenden Häuser wegen gefährlich gewesen wäre.

Die tragfähige Bodenschicht bildet dort fester Mergel, sog. Leber, welcher in einer durchschnittlichen Tiefe von 6 m unter Kellersohle erreicht wurde. Eine Besonderheit dieser Gründung besteht darin, daß die

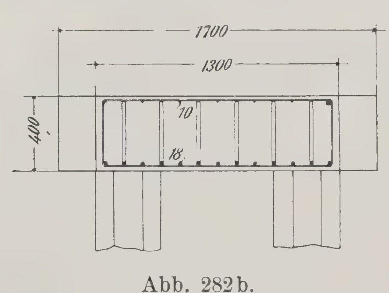


Abb. 282 a. Abb. 282 b.

Abb. 282 a u. 282 b. Warenhaus in Stuttgart.

an die Nachbargebäude anstoßende Grenzmauer auf Konsolen gelagert werden mußte, weil die Rammung unter den Mauern selbst nicht möglich war, vielmehr in etwa 3,5 m Entfernung davon vorgenommen werden mußte.

Diese Gründung wurde wie die vorige von Wayss & Freytag A.-G. ausgeführt.

Bei der von R. Wolle ausgeführten Gründung des Deutschen Museums in München (Abb. 283)[1]) hat man sich zu dieser Gründungsausführung entschlossen, weil die Befürchtung besteht, daß durch die verschiedenen Wasserspiegelhöhen der die Kohlen-

[1]) Die dazugehörige Abb. ist als Abb. 207 durch ein Versehen auf S. 196 zu finden.

insel umschließenden Isararme ein Durchströmen des angeschwemmten Flußkieses erfolgen könne und somit die Möglichkeit späterer Setzungen nicht ausgeschlossen war. Die Bodenschichten sind in einem Durchschnittsprofil, welches hier beifolgt, aufgetragen.

Bei den Proberammungen ergab sich, daß oberhalb der Flintschicht eine festgelagerte Sandschicht sich befand, die als unbedingt tragfähig angesprochen werden konnte (Abb. 283); denn trotz intensivster Rammung war es beinahe ausgeschlossen, diese Schicht zu durchbrechen. Bei übergroßer Anstrengung der Maschine und bei abnormen Hitzen wäre eine Durchrammung vielleicht möglich gewesen, und ist es auch in einigen Fällen durchgeführt worden, da aber hierdurch auch die Kostenfrage beeinflußt worden wäre, ist die feingelagerte Sandschicht als guter Baugrund angenommen worden.

Auf Grund umfangreicher Bohrungen wurde nunmehr ein Höhenplan über die voraussichtliche Lage der tragfähigen Schicht ausgearbeitet und dementsprechend die Pfahllängen bestimmt. Die Längen schwanken hierbei zwischen 4 und $9^1/_2$ m. Die Pfahlbelastung wurde mit 50 bis 55 t für 1 Pfahl zugelassen und ergab sich dann hieraus, auf Grund von statischen Berechnungen, die Anzahl der Pfähle unter den Mauern und Pfeilern. Wo es angängig war, wurden Pfahlgruppen gebildet, da hierdurch die Rammarbeit etwas erleichtert wurde und gleichzeitig eine intensive Kom-

Abb. 282c. Warenhaus Breuninger, Stuttgart.

Abb. 282d. Fundamentgurte.

pression der Bodenschichten erfolgte. Der Pfahlquerschnitt ist als reguläres Fünfeck mit einem einbeschriebenen Kreis von 20 cm Radius ausgebildet. Als Eiseneinlage im vertikalen Sinne sind 5 R.-E. 18 mm vorgesehen, während die Querbewehrung aus Umschließungs- und Diagonalbügeln von 6 mm Durchm. in 8 cm Abstand erfolgte. Die Betonbeanspruchung unter der ruhenden Last wurde zu 34 kg/cm² berechnet. Das Mischungsverhältnis des Betons betrug 1 : 4.

Die Rammung erfolgte nach etwa achtwöchentlicher Erhärtung der Pfähle mittels Menck- u. Hambrockscher Ramme mit einem Bärgewicht von 4000 kg und 80 cm Hubhöhe. Wasserspülung, die bei der Proberammung mit etwa 7 bis 8 Atm. Betriebsdruck versucht worden war, hat sich bei den dortigen Bodenverhältnissen als aussichtslos erwiesen, da ständig Verstopfungen und sonstige Defekte eintraten; es wurde deshalb davon Abstand genommen.

Bei dem außerordentlich wechselnden Boden wurden ganz verschiedene Rammleistungen erzielt. So kam es vor, daß ein Pfahl bereits nach ganz kurzer Zeit mit etwa 8 bis 10 Hitzen, die Hitze zu 50 Schlag gerechnet, festsaß, während andere in unmittelbarer Nähe oft $^5/_4$ Stunden lang gerammt wurden, wobei sie 3000 bis 4000 Schläge erhielten und dann erst zum Festsitzen kamen. Die Bedingung für die Beendigung einer Rammung war, daß bei einer Hitze von 50 Schlägen, bei dem vorgeschriebenen Bärgewicht und Fallhöhe, die Eindringungstiefe nicht mehr als 90 mm, das ist für den Schlag 1,8 mm sein durfte. Die letzte Hitze durfte nur in Anwesenheit der Bauleitung geschlagen werden. Über jeden einzelnen Pfahl wurde ein Register geführt, welches gleichzeitig als Unterlage für die Abrechnung diente.

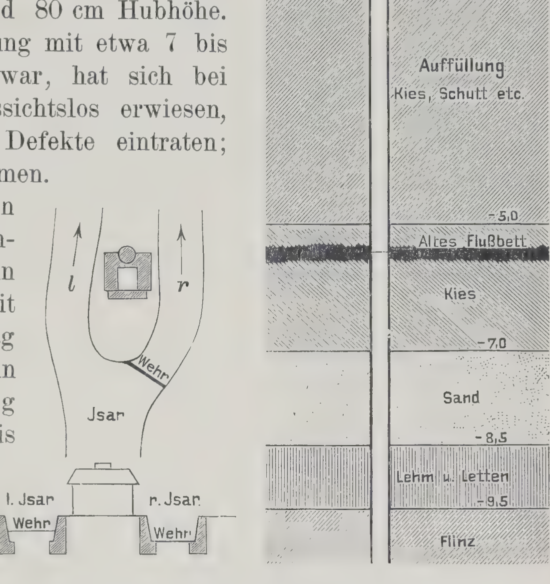


Abb. 283. Deutsches Museum in München.

Rammliste, Bauteil Wolle.

Pfahl Nr.: .... Pfahllänge: ....
Stampftage: .... Terrainhöhe: ....
Rammtage: .... Schwellenunterkante:
Bärgewicht: ....

Hitze Nr.	Schlagzahl	Fallhöhe	Ziehen mm	Bemerkungen
				$l =$

Wetter: ....

Unterschrift:

Zu den Pfählen selbst ist noch zu bemerken, daß für den sehr schweren Boden eine Spitze aus Stahlguß Verwendung fand. Die Rammung selbst wurde unter den

sehr schwierigen Verhältnissen mit einem tadellosen Erfolge durchgeführt, insofern, als von den gesamten Pfählen, etwa 550 Stück, nicht ein einziger Bruch zu verzeichnen war. Von der Vornahme einer Belastungsprobe wurde bei dem guten Ausfall der Rammung, zumal das Rammresultat in den meisten Fällen noch günstiger ausfiel, als vorgeschrieben, 1,8 mm, Abstand genommen. Rechnet man nach der Brixschen Formel, so ergibt sich nach den Verhältnissen eine Tragfähigkeit von

$$p = \frac{800 \cdot 4000^2 \cdot 3000}{1{,}8\,(4000 + 3000)\,2} = \text{rd. } 430\,000 \text{ kg},$$

also

$$n = \frac{430\,000}{55\,000} = \text{etwa 8fache Sicherheit.}$$

In verschiedenen Fällen hatte es sich gezeigt, daß der gute Baugrund doch in einer größeren Tiefe lag, als angenommen, daß somit die Pfähle sich als zu kurz erwiesen. Es wurden dann die Pfähle aufgepfropft, d. h. um ein entsprechendes Stück verlängert. Auch hier hat sich bei der Rammung, die nach etwa 4 Wochen fortgesetzt wurde, kein Anstand ergeben. Die Pfähle sind nach beendigter Rammung durch eine Betonschwelle verbunden, indem sie etwa 30 cm tief in diese Schwelle eingreifen. Zwecks Lastübertragung mußte diese Schwelle teilweise biegungsfest hergestellt werden.

Ein ausführliches Beispiel einer Betonpfahlgründung gibt uns Herr Dipl.-Ing. Th. Gesztessy in Beton u. Eisen 1909, S. 255. Da eine vollständige Wiedergabe dieser Arbeit beim Neubau des Kühlhauses in Dresden, ausgeführt von der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau, hier nicht möglich ist, so sei auf diese Arbeit mit dem Bemerken verwiesen, daß jeder Leser des Handbuches die dort wiedergegebenen Daten in ihrem ganzen Umfange zur Kenntnis nehmen sollte.

Bezüglich der Berechnung der Lastverteilung auf die Pfähle eines Pfahlrostes ist der Vorgang gewöhnlich ein ungemein primitiver, entsprechend den rohen Auflagerverhältnissen. Dozent E. Jacoby-Riga hat versucht, diese Frage wissenschaftlich in Behandlung zu nehmen.[1])

An Ort und Stelle einbetonierte Pfähle.

Zwischen den soeben beschriebenen fertigen Eisenbetonpfählen und den an Ort und Stelle hergestellten gibt es einige Übergangsformen, wo eine Pfahlhülle fertig eingetrieben im Boden bleibt und nur der Kern an Ort und Stelle einbetoniert wird. Wir werden auch auf diese Ausführungsmöglichkeiten im Laufe dieses Absatzes zurückkommen.

Diese Ausführungsformen sind für Tiefgründungen besonders geeignet, womit aber nicht gesagt werden soll, daß bei ihnen nicht auch die Reibung durch entsprechende Ausführung zur Mitwirkung gebracht werden kann. Es kann aber nicht nachdrücklich genug betont werden, in welchem Maße hier besonders die Güte der Ausführung bei dem Endresultat beteiligt ist, sowie alle jene Begleitumstände, welche die Güte des Betons beeinflussen können. Da diese Eizelheiten nur durch eine entsprechende Überwachung festgestellt werden können und sich einer späteren Kontrolle entziehen. Dieselben entscheiden insbesondere über den Verbund des Betons mit dem Boden und den Zusammenhang der einzelnen Betonschichten untereinander. Außerdem wären jene allgemeinen Gesichtspunkte anzuführen, die bei der Herstellung eines

[1]) Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1909, S. 340.

guten Betons überhaupt in Betracht kommen und deren Außerachtlassung bei einer Ausführung an Ort und Stelle überall dort möglich ist, wo dieselbe nicht in erfahrenen Händen liegt.

Schließlich wären noch jene mechanischen und chemischen Einflüsse hervorzuheben, die der Boden auf den noch frischen Beton ausübt und die ihn mehr oder weniger zu zerstören imstande sind. Hierbei kommen insbesondere Bodenbewegungen, Wasserstandsänderungen und Erschütterungen, wie durch Rammung in der nächsten Umgebung in Betracht, sowie alle jene chemischen Einflüsse von Salzen und Säuren des Grundwassers.

Auch auf diesem Gebiete liegen bereits einige Fehlausführungen vor. Bei dieser Gelegenheit sei allgemein und nicht nur für diese Ausführungsform allein gesagt, daß es nichts Verkehrteres gibt als einen aus kleinlichen Sparsamkeitsrücksichten heraus ausgeführten schlechten Grundbau. So etwas muß sich bitter rächen.

Von den bekannten Fehlausführungen sei ein Fall erwähnt, wo wahrscheinlich ein schlechter Zement den Beton der Pfähle nicht ordentlich abbinden ließ. Doch ist es nicht ausgeschlossen, daß das Grundwasser daran schuld war. Diese weiche Unterlage hat zu beträchtlichen Setzungen geführt. Über einen zweiten Fall berichtet H. A. Reid.[1]) Bei einer Ausführung in New-York mußten die bereits ausgeführten Pfähle wegen einer Planänderung wieder ausgegraben werden, so daß man bei dieser Gelegenheit feststellen konnte, daß dieselben aus Stücken von höchstens 1,50 m Höhe bestanden. Diese Absätze entsprachen etwa den Absätzen in der Betonierung. Zwischen hinein war flüssiges Erdreich eingedrungen und hatte auf diese Weise die spätere Verbindung verhindert.

Bei einer Schule in Ludwigsburg[2]) ergaben sich Senkungen, die auf der einen Seite gleich Null, auf der anderen Ecke bis 70 mm betragen haben. Mehrere dort ausgegrabene Schächte ließen bei den Pfählen, 4,40 m unter Sockelhöhe, etwa in der Höhe des Grundwassers einige Einschnürungen ersehen, während die Pfahlspitze 8,30 m unter Sockelhöhe liegt. Dies zeigt, daß der Pfahl an dieser Stelle nicht genügend gestampft wurde und der weiche Boden beim Aufziehen des Pfahlrohres gegen die Pfahlachse nachdrang. Man sieht an diesem Beispiele, zu welchem Resultat ein Versehen bei einer sonst guten Ausführung führt. Die Kontrolle, um das Rohr nicht höher zu ziehen, als der eingeworfene Beton es zuläßt, ist bei normalen Verhältnissen eine ziemlich einfache Sache. Eine Abweichung wird auch nur bei rolligem und schlammigem Boden gefährlich werden können. Besondere Vorsicht ist dort am Platze, wo nur einzelne Schichten weichen Bodens vorkommen, dann ist die durch den Stößel feststellbare Höhe des Betons und die durch das Hochziehen nachweisbare Länge der Röhre stets genau darauf zu kontrollieren, damit die Röhre stets in den Beton hineinragt oder daß nicht etwa beim Hochheben des Rohres der Betonstöpsel mitgehoben werde, wodurch der Betonpfeiler zerrissen werden kann.

In solchen Fällen wird die Einführung einer Bewehrung auch dann empfehlenswert sein, wenn sie auch bei dem fertigen Pfeiler nicht weiter in Betracht kommt.

Von großem Interesse sind jene Anwendungen, wo es sich darum handelt, solche Betonpfähle unter Wasser herzustellen. Natürlich nur in solchem Wasser, welches auf die Abbindung des Betons keinen schädlichen Einfluß hat. Man hat neuerdings versucht, hierbei so vorzugehen, daß man nach Fertigstellung der Röhre bis zur gewünschten Tiefe gleich anfangs ein größeres Quantum trockenen Betons eingebracht hat, etwa 2 bis 2,5 m hoch. Dasselbe wurde einige Zeit in Ruhe gelassen und dann

[1]) Transaction A. S. C. E. 1909, Dez., S. 104.
[2]) Ludwigsburger Ztg. 1909, 12. Nov.

das darüber befindliche Wasser und der Zementschlamm abgesogen. Der Beton bildet in diesem Falle einen hinreichend wasserdichten Stöpsel, um zu gestatten, daß der Rest der Arbeit im Trockenen in der gewöhnlichen Weise vor sich gehe, wenn man entsprechend hohe Schichten einbringt. Das einzige Bedenken in einem solchen Falle besteht darin, daß die Stampfwirkung sich nur in geringem Maße auf die tieferen Schichten fortpflanzt und daher der aus abgemagertem und ungestampftem Beton bestehende Pfeilerfuß eine geringere Festigkeit haben muß. Die Stampfwirkung in einer Röhre von 40 cm Durchm. dürfte sich kaum über 80 cm geltend machen, wie die Versuche gezeigt haben, wo die tiefer gelegenen Betonschichten von der Wirkung des Stampfstoßes nichts wissen, weil derselbe von den Rohrwandungen aufgenommen wird.

Man muß diesem Umstande bei der Belastung derartiger Säulen Rechnung tragen und kann durch eine besonders sorgfältige Ausführung Schäden vermeiden.

Will man an irgend einer Stelle beim Pfeiler eine Verbreiterung erzielen, so genügt wohl ein besonders kräftiges Stampfen, jedoch ist es gewiß das sicherste, wenn man den Stampfer nach dem Vorbild Abott mit einem Stiel versieht (Abb. 216) und ihn in den weichen Beton einrammt. Diese Methode ermöglicht es, wie dort erwähnt, solche Pfähle mit Fußverbreiterung zu versehen, wo man dies für nötig erachtet.

Zur Herstellung der notwendigen Höhlung im Erdreich, um den Pfahl betonieren zu können, gibt es zwei Methoden. Die eine mittels Rammung (System Simplex), die andere durch Bohren (System Strauß).

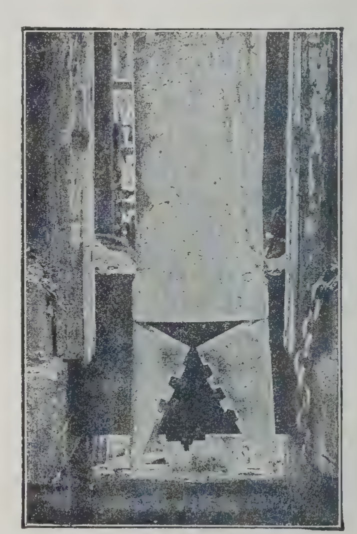


Abb. 284 a. Simplexpfahl mit offener Alligatorspitze.



Abb. 284 b. Füllung eines Pfahles mit Alligatorspitze.

Das System Simplex ist von dem Amerikaner Shuhman in Philadelphia erfunden worden. Nach seiner Methode wird eine mit einem Pfahlschuh versehene Röhre in die verlangte Tiefe eingetrieben. Nach der älteren Methode geschah das mittels einer Röhre (Abb. 284), die mit der dort abgebildeten Alligatorspitze versehen ist. Praktischer hat sich eine Anordnung erwiesen, bei welcher eine Spitze, sei es aus Eisen, sei es aus Beton, hergestellt wird und in dem Boden verbleibt (Abb. 288); auf derselben steht eine Röhre von etwas kleinerem Durchmesser, so zwar, daß nur das Eintreiben der Spitze in Frage kommt und damit die ganze Rammarbeit wesentlich erleichtert wird. Durch diese geschickte Anordnung wird die beim Einrammen der Pfahlform schädlich wirkende Reibung ausgeschaltet und lassen sich mit geringen Kräften rasch große Pfahltiefen erreichen. Der Kraftaufwand wird auf diese Weise umgekehrt wie bei konischen Pfahlformen, vermindert, ähnlich wie beim Compressolverfahren, wo auch nur die Pfahlspitze eingetrieben wird, und man darf daher nicht ohne weiteres jene Rammformeln zum Vergleich der Tragfähigkeit heranziehen, die bei Pfählen üblich sind, die mit ihrer ganzen Länge im Boden stecken und die dementsprechend viel geringere Eindringungen ergeben. Diesen besonderen Verhältnissen entsprechend hat die Simplexpfahlgesellschaft eine besondere Rammformel

aufgestellt, die sich in ihrer Struktur an die Formel von Wellington (siehe S. 234) anschließt. Nach derselben beträgt die Tragfähigkeit des Pfahles, rund $^1/_6$ hiervon zulässige Belastung,

$$W = \frac{Rh}{\tau + 2{,}4} + \frac{Rh^2\,U}{\alpha\,F\,(\tau_0 + 2{,}4)}.$$

Dieselbe sagt im ersten Teil, daß ein Pfahl dieselbe Tragfähigkeit nach Wellington hat wie ein gewöhnlicher, plus einen Zuschlag, abhängig von einer Größe, in welcher U den Umfang des Pfahles, τ_0 die durchschnittliche Eindringung für einen Schlag, F die Tragfläche und α einen Koeffizienten bedeutet, der mit 40 angenommen wird. Hierbei sind z. B. W, R in kg, τ, h und U in cm, F in cm² zu setzen. Die

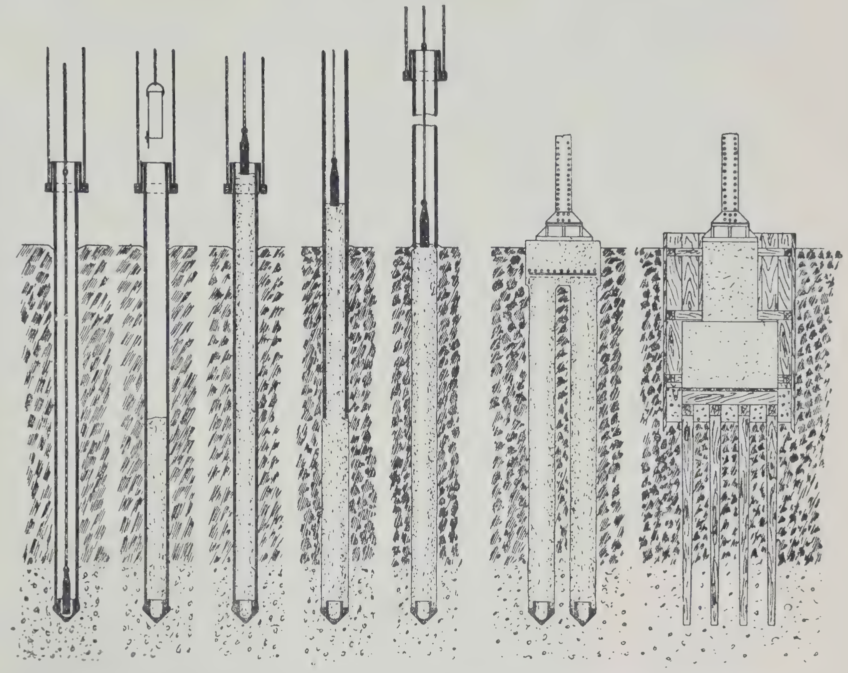


Abb. 285. Gewöhnlicher Vorgang bei Simplexgründung. Alte Methode.



Abb. 286. Aufgedeckte Bodenschicht nach der Rammung.



Abb. 287. Ausgegrabene Pfahlspitze einer mit Alligator hergestellten Säule.

Pfähle werden mit einem Betonmischungsverhältnis 1 : 4 hergestellt und zeigen im fertigen Zustande 45 cm im Durchmesser. Im frisch geschütteten oder nachgiebigen Material erhöht sich derselbe örtlich bis auf 60 cm. Den Einfluß dieser Rammung auf die Bodenschichten zeigt die Abb. 286 bei einem aufgegrabenen Pfahl dieser Art. Die Abb. 287 zeigt die ausgegrabene Pfahlspitze einer solchen Säule. Die Abb. 288 zeigt die Anwendung dieses Systems im Wasser, wo eine doppelte Röhre nötig wird, welche jedoch bis in den Boden hinabreicht. Mit Hilfe dieser Methode wurde die Ingenieurschule in Washington mit 3,3 bis 4,2 m langen Säulen fundiert. Hier wurde der Eintrieb durch eine 25 cm weite gußeiserne Säule bewirkt, die ebenso wie die äußere 9 mm-Blechröhre bis zur Betonspitze herabreichte. Ein 1100 kg-Rammbär wurde benutzt mit 3 m Fallhöhe und die Rammung fortgesetzt, bis der Pfahl nur 8 mm zog. Das Einbetonierung geschah in Absätzen von 30 cm Höhe. Ein Belastungsversuch mit 20 t ergab nach 10 Tagen eine Setzung von 2,7 mm. Dieser Versuchspfeiler war 3 m lang und saß auf einer 90 cm langen Spitze.

Abb. 288.
Pfahl mit fertiger Pfahlspitze bei Rammung unter Wasser.

Abb. 289.
Belastung eines Pfahles mit 300 t ohne sichtbare Setzung in Pittsburg.

Erwähnt seien die Probebelastungen unter Aufsicht der Hamburger Baupolizei auf der neuen Werftanlage der Stettiner Maschinenbau A.-G. Vulkan in Hamburg, wo 3000 Simplexbetonpfähle ohne Stampfen hergestellt worden sind. Hier wurde zuerst ein stark bewehrter Simplexbetonpfahl bis zu einem Gewicht von 80 t belastet. Einsenkung 2,7 mm. Die Bewehrung bestand auf die ganze Länge des 13 m langen Pfahles aus 6 R.-E. 22 mm, die mit Querverbindungen in Abständen von 30 cm versehen waren. Bei dieser Last brach leider der über den Betonpfahlkopf gelagerte Holzbalken (40 × 40) und mußte von einer weiteren Belastung abgesehen werden. Auf derselben Baustelle wurde ein weiterer Pfahl von 13 m Totallänge, der in seinen obersten 6 m durch 6 R.-E. 15 mm mit Querverbindungen in Abständen von 30 cm bewehrt war, mit einer Last von 100 t geprüft. Diese Last ruhte drei volle Tage auf diesem Pfahl, und nach dieser Zeit zeigte sich nur eine Einsenkung von 4,9 mm. Einige Tage später wurde abermals auf demselben Terrain ein Simplexbetonpfahl von 13 m Länge, der durchaus unbewehrt war, mit 120 t belastet. Hierbei zeigte sich nur eine Einsenkung von 2,3 mm. Leider brach durch Kippung der Auflast der Pfahlkopf, sonst wäre noch der Versuch mit einer größeren Belastung gemacht worden.

Siehe auch die ausführliche Darstellung des Baues eines Geschäftshauses in St. Gallen und der dort ausgeführten Belastungsproben.[1])

[1]) Die Schweizer Baukunst 1910, Beilage zu Heft VII vom 28. Januar.

Das System kann auch sonst auf eine große Zahl erfolgreicher Belastungsversuche normaler Ausführung hinweisen, wovon die Abb. 289 schon deshalb interessant ist, weil die dort aufgebrachte Last von 300 t wohl das größte derartige Experiment darstellt. Es empfiehlt sich aber auch mit dieser Methode, wie ja schließlich mit jedem an Ort und Stelle ausgeführten Betonbau, eine solche Belastungsprobe im Auge zu behalten und bei dem geringsten Zweifel auch auszuführen. Als weitere Beispiele führen wir weiter an.

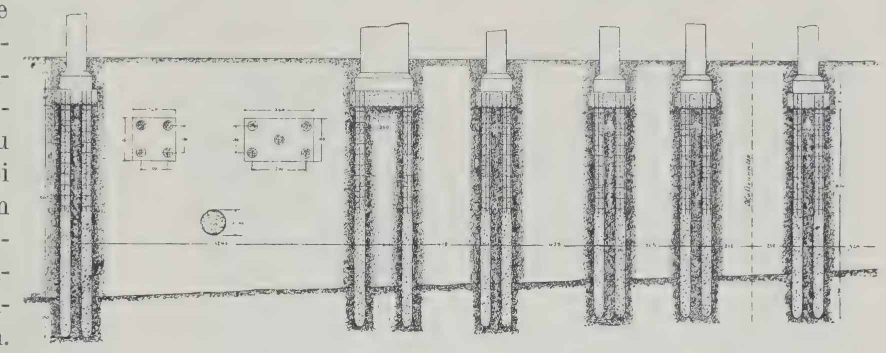


Abb. 290. Gründung der Ausstellungshalle in Theresienhöhe, München.

Mit 40 cm im Durchmesser messenden Pfeilern sind in New-York und in Pittsburg Belastungsversuche bis zu 50 t ausgeführt worden ohne nachweisbare Setzung. Bei den Versuchen in Philadelphia wurde der Versuch noch weiter getrieben, bei 60 t zeigte die 5,20 m lange Säule 3 mm Zusammendrückung, bei 70 t 12 mm. Abb. 287 zeigt die ausgegrabene Spitze einer solchen mit Alligator hergestellten Säule.

Von deutschen Ausführungen sei als erste auf eine Arbeit im Jahre 1905 bei den umfangreichen Neubauten des Stettiner Vulkans auf dessen Werft in Hamburg verwiesen. Eine besonders große Anzahl von Ausführungen wurde in den folgenden Jahren in München hergestellt, so bei den Ausstellungsbauten auf der Theresienhöhe (Abb. 290), bei welchen, wie ersichtlich, bewehrte Simplexpfähle Verwendung fanden, welche den Seitenbeanspruchungen gewachsen waren. Ein anderes Beispiel ist das Fundament der Kuppel des Verkehrsministeriums, ebenfalls in München. Die Abb. 291a bis c.

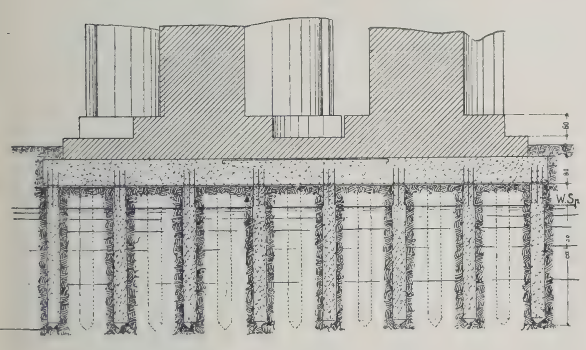


Abb. 291a. Gründung der Kuppel am Verkehrsministerium, München.

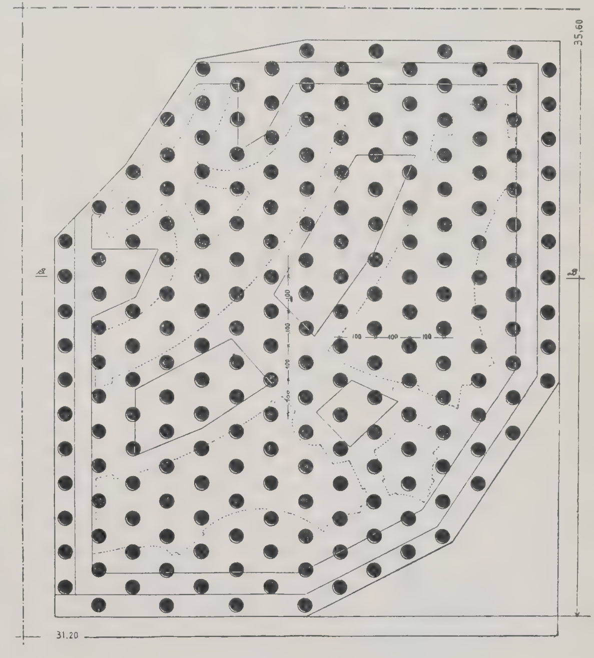


Abb. 291b. Grundriß der Kuppelquadranten.

führt uns eine der vielen derartigen Gründungen vor Augen, bei welchen der Boden mit Hilfe dieser einfachen Methode mit Simplexpfählen wie durchspickt wurde und auf diese Weise uns gleichzeitig die beste Methode der Bodenverdichtung angibt.

Die Zahl der amerikanischen Ausführungen ist eine so große, daß es nicht angeht, dieselben hier anzuführen, und sei auf die Kataloge der Simplexgesellschaft und die amerikanische Fachpresse verwiesen, so auf die Obst-Auktions-Warenhalle in New-York,[1]) wo mit 4 kg/cm² belastete Platten mit 75 cm-Simplexpfählen als einer Art Rückhalt, d. h. also als schwebende Pfählung versehen wurden, so bei Warenhäusern in Knoxville, an der Universität in Philadelphia, bei der Fruchtstation in Pittsburg, 5000 Stück im ganzen (5 km lang), ebenda beim Terminal-Warenhaus, verschiedenen Fabriken, Kasernen, Postgebäuden usw.

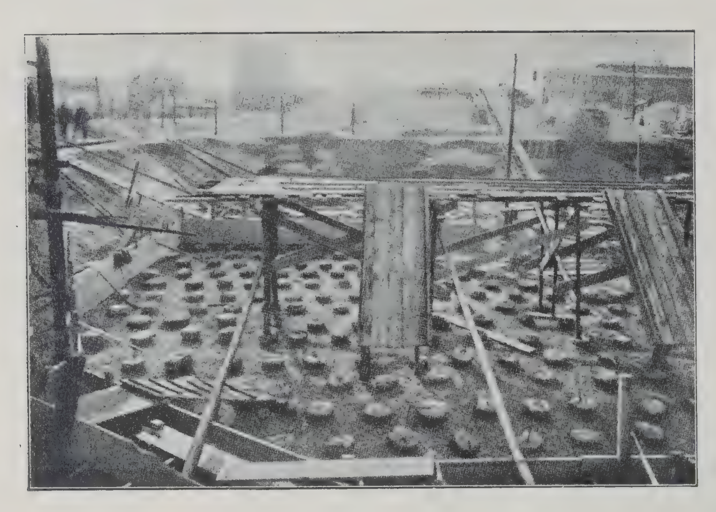


Abb. 291 c. Pfahlköpfe am Verkehrsministerium München vor der Betonierung.

Wir wollen schließlich einer französischen Ausführung Erwähnung[2]) tun, wo ein Bahnhofbau in einem schlammigen Haff des Repuisset, genannt Levaut, angelegt werden

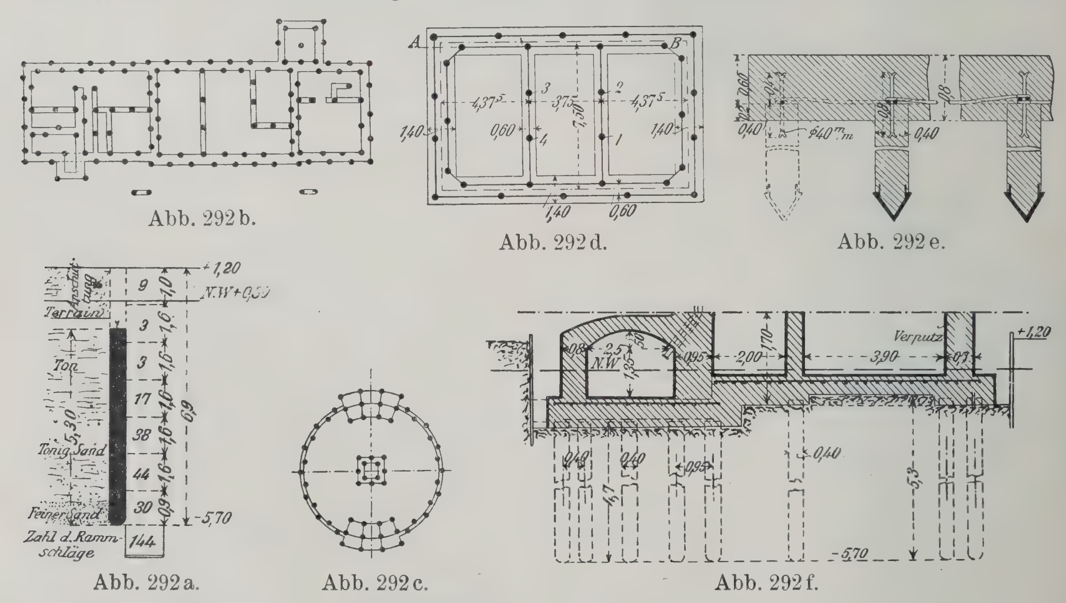


Abb. 292 b. Abb. 292 d. Abb. 292 e.

Abb. 292 a. Abb. 292 c. Abb. 292 f.

Bahnhofsbauten in Repuisset.

mußte. Die Abb. 292a zeigt uns das geologische Profil, bestehend aus einer 1 m hohen Anschüttung, 1,50 bis 2,50 m Schwimmterrain, dann schlammiger und endlich reiner Sand.

[1]) Eng. Record 1900, S. 135. [2]) Revue générale des chemins de fer et de tramways, Paris 1908, 3. September.

Die Ausführungen umfassen ein Aufnahmegebäude (Abb. 292b), ein Kesselhaus, Kaibauten, eine Drehscheibe von 17 m Durchm. (292c), einen Lokomotivschuppen (292d) und andere Nebenräume. Die Herstellung geschah durch Aufführung eines Rostes oder einer bewehrten Platte auf den Simplexpfählen (Abb. 292e, f). Es wurden täglich 9 bis 10 Pfähle hergestellt und auf diese Weise gegen den Kostenvoranschlag eine Ersparnis von 40 vH. erzielt, und die Vollendung anstatt in sechs Monaten, wie geplant, anderthalb Monate früher ermöglicht.

Eine neue Form für diese Lösung bringt die American Concrete Piling Co., Philadelphia Pa. in Vorschlag. Dieselbe ist ein Mittelding zwischen den fertigen Pfählen

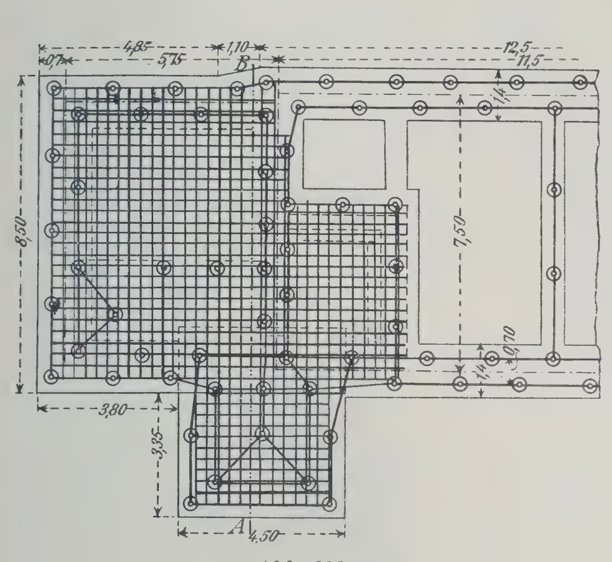


Abb. 292g.
Bahnhofsbauten in Repuisset.

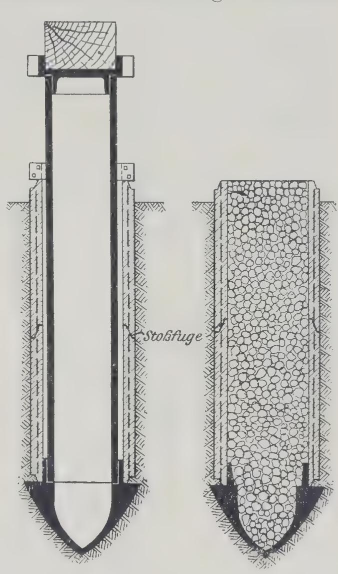


Abb. 293. Fertige Röhren als Schutz bei der Pfahlherstellung.

und den an Ort und Stelle hergestellten. Wie aus Abb. 293 ersichtlich, versieht man in diesem Falle das eiserne Vortreibrohr mit einer Betonumhüllung, die gleichzeitig in die Erde eingetrieben wird und in derselben verbleibt, während man den Hohlraum nach Rückziehung des Rohres mit Beton ausfüllt.

Unter Hinweis auf die im Abschnitt Maschinenfundamente erwähnte wichtige Trennung derselben von dem darin befindlichen Gebäude sei eine Ausführung bei einer Anlage der Edison Co. in New-York erwähnt. Dasselbe enthält Maschinen von großer Geschwindigkeit und sollen die Nachbarhäuser in keiner Weise darunter leiden. Man bediente sich in diesem Falle Röhren von 30 cm Durchm., die mittels eines pneumatischen Hammers und Wasserspülung eingetrieben wurden, um nachträglich mit Beton ausgefüllt zu werden.[1] Weitere Mitteilungen dieser Art macht H. J. Cole in Transaction A. S. C. E., Dez. 1909, S. 478.

An dieser Stelle möchten wir auch der Ausführungen des Ingenieurs Janssen Erwähnung tun, welcher sich eines hölzernen Vortreibpfahles bedient und einen Blechmantel mit Pfahlspitze im Boden beläßt (Abb. 294a u. b). Bezüglich des weiteren verweisen wir auf die Beschreibung einer seiner Ausführungen auf dem Schlachthofe in Tilsit.[2])

[1]) Eng. Record 1908, 4. April, S. 425.
[2]) Beton u. Eisen 1910, Heft V.

Er hebt hervor, daß dieser Blechmantel neben anderen bereits erwähnten Vorteilen das Durchrammen einer oberen Schotterschicht wegen seiner geringen Reibung wesentlich erleichtert hat.

Schließlich möchten wir noch einer Reihe von Vorschlägen Erwähnung tun, die von der Simplexgesellschaft gemacht werden und den Zweck haben, diese Methode den verschiedensten Anforderungen anzupassen.

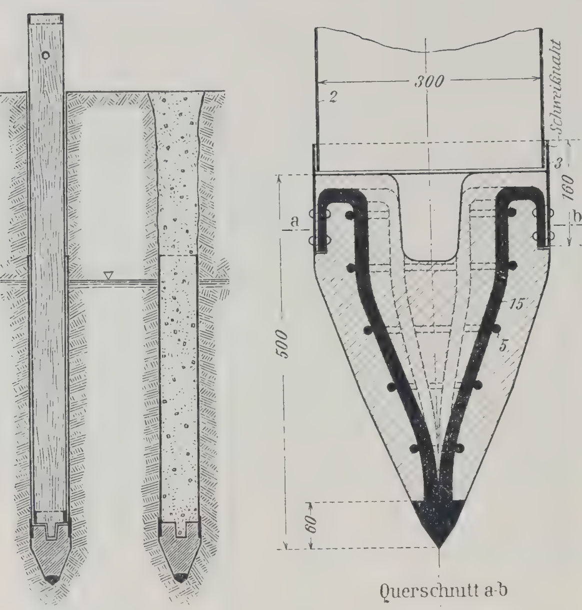


Abb. 294a. Pfähle nach Janssen.

Querschnitt a-b

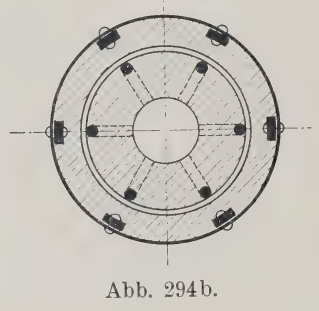


Abb. 294b.

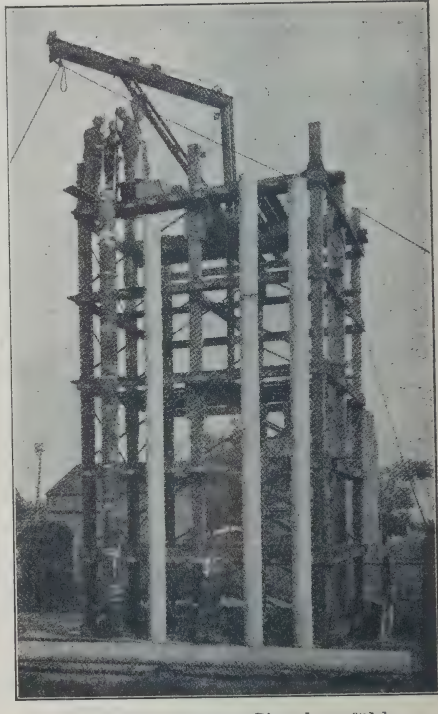


Abb. 295. Fertige Simplexpfähle.

Holzblock
Gußeisen
3cm Stift
40cm Rohr
27cm Rohr
Grundwasser
Gußring
2,5cm Stift
2cm Stift
Gußeisenschuh

Abb. 296. Simplexpfähle auf Holz aufgepfropft.

Die Abb. 295 zeigt uns die Herstellung fertiger Simplexpfähle auf einem vertikalen Stampfgerüst. Einige sind hiervon bereits ausgeschalt, einer in Arbeit. Dieselben werden in der folgenden Weise verwendet. Es wird der Vortreibpfahl in der üblichen Weise eingerammt, hierauf etwas frisch angemachter Beton eingebracht, die Form zurückgezogen und in die Höhlung der fertige Pfahl hinabgesenkt, bis er in den weichen Beton eindringt. Auf diese Weise wird derselbe mit einem Pfeilerfuß versehen. Bei einer zweiten Methode, die in der Abb. 296 dargestellt ist, besteht der untere Teil des Pfahles aus einem gewöhnlichen Holzpfahl, welcher mit der darauf aufstehenden Vorschlagvorrichtung entsprechend tief eingerammt wird. Sobald dies geschehen ist, wird der Vorschlagpfahl in der bekannten Weise zurückgezogen und Beton nachgefüllt, so daß der obere Teil aus Beton hergestellt wird.

Das System Strauß. Dasselbe ist von dem russischen Ingenieur Strauß in Kiew erfunden worden und stellt sich als eine Verwendung bergbaulicher Methoden zur Herstellung der Pfahlrohre dar, mit Hilfe dessen es möglich ist, mittels eines kleinen Apparates, den es oberirdisch nötig hat, zu ganz bedeutenden Tiefen hinabzugelangen. Es stellt dasjenige System für Tiefgründung dar, bei welchem man diesem Begriff am besten entsprechen kann. Die Herstellung der Röhre geschieht mit den verschiedenartigen Instrumenten, wie sie sich bei Bohrungen mit Rücksicht auf die verschiedenen Bodenarten ergeben (Abb. 297a u. b). Es sei auf die betreffenden Lehrbücher des Bergbaues verwiesen, doch werden diese Instrumente auch dort nicht fehlen dürfen, wo beim Grundbau eine genaue vorherige Überprüfung der geologischen Verhältnisse angestrebt wird, was bei einer gewissenhaften Bauausführung Regel sein sollte.

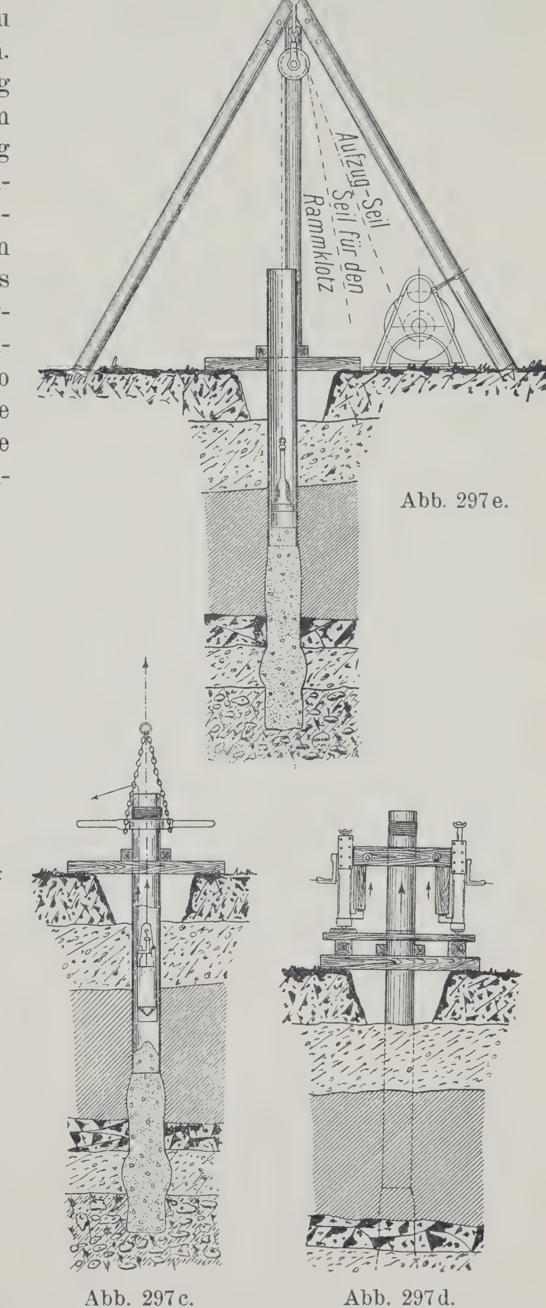


Abb. 297e.

Abb. 297a. Abb. 297b. Abb. 297c. Abb. 297d.

Bohren und Absenken der Rohre. Heben der Rohre und Betonieren.

Abb. 297a stellt uns das Bohren in leichten Bodenarten dar. Das Bohren erfolgt mittels der Schappe, nachdem der Boden vorher mit den in derselben dar-

gestellten Bohrern und Krätzern, sofern dies nötig sein sollte, aufgelockert worden ist. Im Falle des Auftreffens auf eine Felsschicht zeigt uns Abb. 297b die Verwendung eines Fallmeißels. Wir sehen also, daß bei dieser Gründungsmethode die Möglichkeit vorliegt, unter allen Umständen bis auf einen tragfähigen Grund hinabzugelangen, wobei es natürlich nicht ausgeschlossen erscheint, je nach Bedarf das Verfahren auch früher abzubrechen. Die folgenden Abb. 297c bis e stellen uns die Vorrichtungen dar, mittels welcher das Hochziehen und Einstampfen des Betons geschehen soll. Bei leichten Bodenarten genügt zu diesem Zwecke die Befestigung an einer Rohrschelle, um welche ein Drahtseil oder Kette gelegt wird. Genügt dies nicht, so sind nach Abb. 297d Fußwinden anzuwenden.

Die wichtigsten Vorteile dieser Methode bestehen in der Schnelligkeit der Ausführung, da die Anzahl der Bohrstellen leicht vermehrt werden kann, in der Vermeidung von Erschütterungen und Störungen des Bodens, in dem Aufschluß, welchen die Herstellung selbst über die Bodenbeschaffenheit gibt, während dies sonst durch besondere Bohrversuche erlangt werden muß. Damit im Zusammenhange steht auch die Möglichkeit, sich bei jedem einzelnen Pfahl genau über die notwendige Pfahllänge zu entscheiden und in dieser Hinsicht weder unökonomisch, noch fehlerhaft vorzugehen. Als ein Beispiel, welchen geringen Raum diese Bauausführungen beanspruchen, diene Abb. 298, wo diese Gründung in einer in Betrieb befindlichen Maschinenfabrik vorgenommen wurden, ohne denselben weiter zu stören.

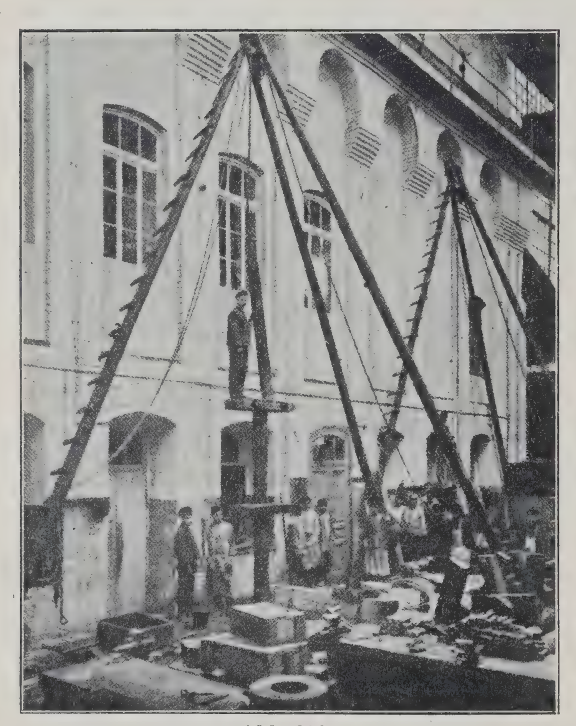


Abb. 298.
Straußpfähle in einer in Betrieb befindlichen Fabrik.

Die Abb. 299a u. b zeigen uns einen wieder ausgegrabenen Pfeiler dieser Art. Wie ersichtlich, schmiegt sich ein solcher Betonpfeiler dem Boden je nach der Weichheit der Schichten an, wenn wir eine gleichmäßige energische Rammung in entsprechend niedrigen Schichten vornehmen.

Als ein Beispiel, daß es möglich ist, selbst diese ausgesprochene Tiefgründung in einer schwebenden Anordnung zu verwenden, sei auf die Überführung beim Rangierbahnhof in Lindau (Abb. 300) verwiesen. Dieselbe zeigt wegen der Nähe des Bodensees Grundwasser in einer Tiefe von 40 bis 80 cm. Bohrungen bis zu 16 m Tiefe ergaben keinen tragfähigen Baugrund. Dieselben verschlechterten sich, je tiefer man eindrang, und große Mengen von Sumpfgas kennzeichneten den moorigen Charakter der tieferen Schichten. Man begnügte sich deshalb, mit den 62 Straußpfählen auf rd. 10 m Tiefe herabzugehen und dieselben auf eine Tiefe von 4,50 m mit 4 Rundeisen zu bewehren, welche in die 50 cm-Eisenbetonplatte hineinreichten. Bezüglich der Senkungen gibt der Prospekt von Dyckerhoff u. Widmann an, daß das Bauwerk, wie zu erwarten

stand, größere Setzungen erfahren hat, daß dieselben jedoch nicht im entferntesten an das heranreichen, was man bei diesem Boden dortselbst gewohnt ist.

Das vorige und das folgende Beispiel zeigt uns Schrägpfähle zur Aufnahme des Wind- und Erddrucks. Abb. 301 stellt die Brücke über die Iller in Härtnagel bei Kempten[1]) dar, die an Stelle der hölzernen Jochbrücke erbaut wurde, deren Pfähle seinerzeit



Abb. 299a. Ausgegrabene Straußpfähle von der katholischen Kirche in Kiew.

Abb. 299b. Ausgegrabener Straußpfahl von 10 m Länge.

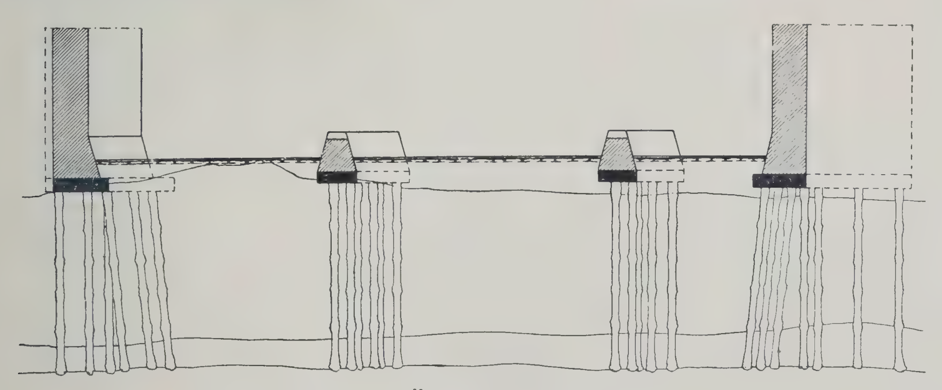


Abb. 300. Überführung in Lindau.

5 bis 6 m tief in den Rollkies eingerammt worden waren. Für die neue, aus Eisenbeton geplante Brücke mußte daher schon von vornherein mit ungünstigen Bodenverhältnissen gerechnet werden. Während die Flußpfeiler mit eingerammten Eisenbetonpfählen gegründet wurden, war an den Endwiderlagern das Durchrammen einer

[1]) Deutsche Bauztg. 1908. Nr. 8 bis 10.

Nagelfluhschicht nicht möglich. Es wurde daher die Gründung beider Endwiderlager mittels Straußpfähle durchgeführt.

Wir verweisen bezüglich weiterer Beispiele auf die ausführlichen Prospekte der Firmen Dyckerhoff u. Widmann, Rella u. Neffe und auf einen

Grundriß des Widerlagers.

Abb. 301. Brücke über die Iller in Härtnagel bei Kempten.

Vortrag der Herren Oberingenieur Gehler-Dresden[1]) in Colberg-Wien, welche eine große Reihe interessanter Anwendungen dieses Systems enthalten. Wir erwähnen nur noch hier die evangelische Garnisonkirche in Ulm mit 248 Pfählen. (Maximallast 25 t für 1 Pfahl), das Palmenhaus in Mannheim (Abb. 302), und daß im August 1909 in Deutschland allein 25 000 lfd. m Straußpfähle hergestellt worden waren.

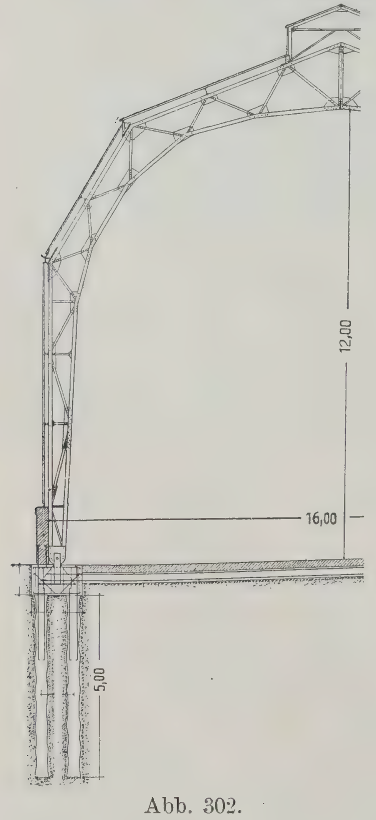


Abb. 302.
Palmenhaus, Mannheim.

In dem Mutterlande, in Rußland, ist die Verwendung dieses Systems noch allgemeiner geworden. Wir bringen eine Reihe interessanter Beispiele in dem folgenden Abschnitt unter Rekonstruktionen und verweisen Interessenten auf den russischen Prospekt der Straußgesellschaft. Abb. 303 stellt Schnitt und halben Grundriß durch ein Beamtenwohnhaus in Kiew dar, bei welchem durch diese Anordnung die tiefe und kostspielige Fundierung und der dabei nötige Aushub ganz erspart wurden. Wir wollen hier nur kurz einige Mitteilungen über Probebelastungen anschließen.

Die Abb. 304 zeigt die Anordnung der kürzlich erfolgten Probebelastung einiger Straußpfähle in Leipzig. Der Boden besteht zum großen Teile aus Moor und Triebsand. Von den vier Probepfählen waren die beiden ersten von rd. 6 m Länge bis zu der tragfähigen Sandschicht hinabgeführt, wogegen die beiden anderen von rd. 5 m Länge nicht bis zu dieser Tiefe hinabreichen und somit als sogen. „schwebende Pfähle" bezeichnet werden können. Bei einer gesamten Belastung von je 40 000 kg für ein Pfahlpaar ergab sich für die beiden ersten Pfähle eine Senkung von im Mittel 2 mm, bei den beiden letzten schwebenden Pfählen dagegen eine solche von 3,5 mm. Diese Senkungen wurden mit Hilfe von Fühlhebeln (Abb. 306) und

[1]) W. Gehler, Betonpfähle Patent Strauß. Ein neues Gründungsverfahren. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin.

Martensschen Rollenapparaten gemessen. Außerdem fand während der gesamten Belastungsperiode eine Kontrollmessung mittels Nivellierinstrumente statt, welche im wesentlichen gute Übereinstimmung mit den Senkungen der Fühlhebelinstrumente

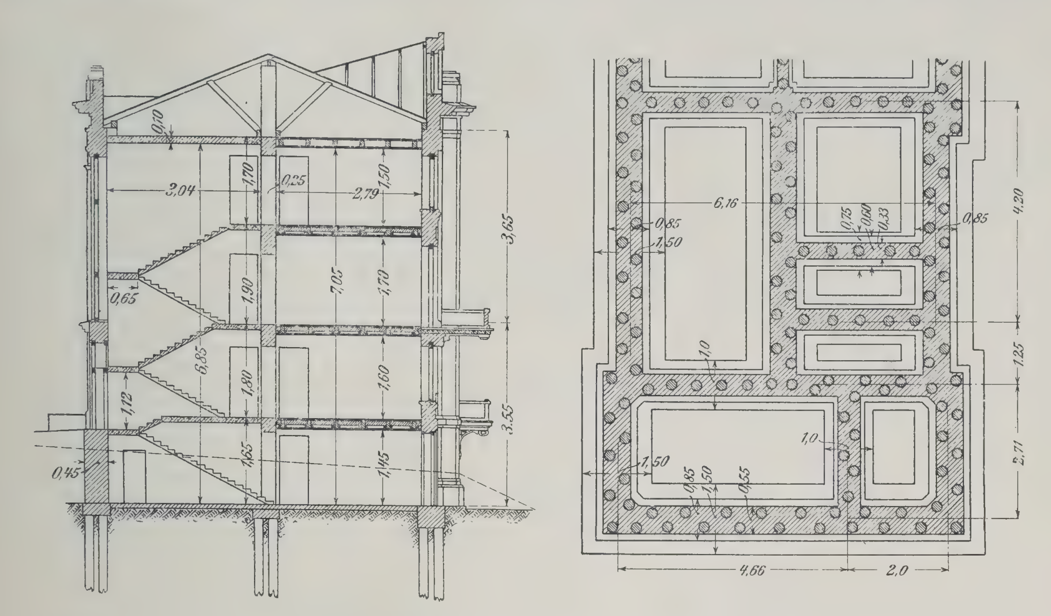


Abb. 303. Beamtenwohnhaus in Kiew.

zeigte. Diese Apparate, welche in hinreichend großem Abstande von den Pfählen aufgestellt waren, gaben sehr zuverlässige Resultate, während die Martensschen Apparate zu sehr den Witterungseinflüssen unterlagen.

Für die Erkenntnis der eigenartigen Wirkung der Straußpfähle ist eine Reihe von Versuchen wertvoll, welche unter der Leitung des Ingenieurs Wischnitzky in Kiew gelegentlich des Baues der Ikwa-Brücke bei Stat. 2,0 Werst der Kremenitzer Linie der Kaiserl. Süd-West-Staatsbahn ausgeführt wurden. Als Versuchsort wurde eine zum Teil überschwemmte Wiese dicht am Ikwa-Fluß gewählt, deren Boden vollständig vom Wasser durchtränkt war. Unter der Humusschicht von 0,60 bis 0,90 m Höhe befand sich eine rd. 5,5 m starke Ablagerung von Torf und Flußschlamm, worauf in größerer Tiefe Schwemmsandboden folgte. Die Versuchspfähle wurden in zwei verschiedenen Längen hergestellt. Die einen von 8,52 m Länge waren bis zu dem einigermaßen tragfähigen Sandboden geführt; die anderen dagegen von nur 4,26 m Länge erreichten denselben nicht, sondern hingen gewissermaßen auf ihrer ganzen Länge im

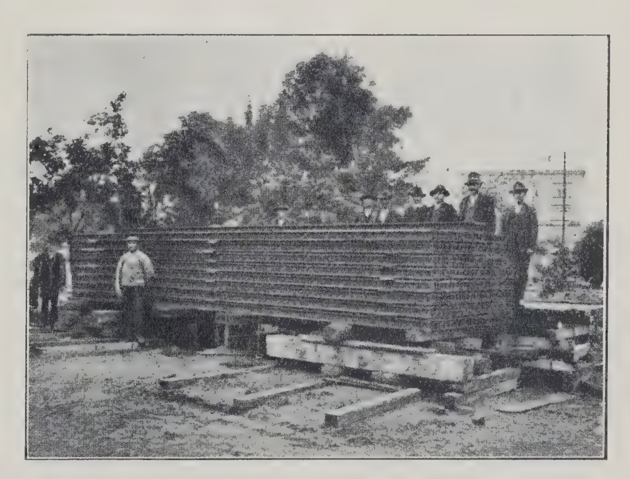


Abb. 304. Probepfahlbelastung in Leipzig

Torfboden. Es ergab sich somit ein Vergleich zwischen der sogenannten festen und der schwebenden Pfahlgründung.

Außerdem wurde noch ein Parallelversuch mit zwei Holzpfählen von rd. 27 cm Durchm. durchgeführt, deren Länge ebenfalls 4,26 m und 8,52 m betrug. Der Bohrdurchmesser der Straußpfähle war 25 cm, das Mischungsverhältnis 1 Teil Zement, 3 Teile Kiessand, 5 Teile Granitsteinschlag bis rd. 3 cm Korngröße.

Nach einer dreimonatlichen Erhärtungsdauer während des Sommers fand im Herbst 1903 die Belastungsprobe statt, und zwar zunächst durch ruhende und sodann durch dynamische Belastung.

A. Bei der ruhenden Belastung wurden mehrere gekreuzte Lagen von Eisenbahnschienen auf den Pfahl aufgebracht und durch einen zweiarmigen Hebel eine fünffache Übersetzung erzielt. Die Versuchsergebnisse sind in Übersicht I zusammengestellt, wobei die gleichartigen Pfähle gruppenweise zusammengefaßt wurden.

Übersicht I.

Nr.	Baustoff des Pfahles	Länge in m des Pfahles	Mantelrohr-durchmesser in cm	Pfahl-durchmesser in cm	Pfahlquerschnitt in cm²	Größte Versuchslast auf d. Pfahl in kg	Größte Versuchslast auf 1 cm² Querschnitt in kg
	I. Im Torfboden schwebende Pfähle.						
9	Beton	4,26	25	rd. 32	813	15 500	19,1
10	„	4,26	25	„ 31	741	15 500	20,9
12	„	4,26	25	„ 32	813	14 290	17,6
11	„	4,26	25	„ 36	1032	10 570	10,2
2	„	5,75	25	„ 35	954	10 570	11,1
14	Holz	4,26	—	„ 27	570	7 850	13,7
	II. Auf Schwemmsand stehende Pfähle.						
5	Beton	8,52	25	rd. 32	813	14 740	18,1
6	„	8,52	25	„ 36	994	21 460	21,6
13	Holz	8,52	—	„ 27	570	16 510	28,82

In der zeichnerischen Darstellung (Abb. 305a) sind die Pfahlbelastungen in Kilogramm als Abszissen und die entsprechenden Einsenkungen in Millimeter als Ordinaten aufgetragen.

Diese Zusammenstellung läßt zunächst für den Verlauf der Pfahlsenkungen von Nr. 9, 10 u. 12 eine befriedigende Übereinstimmung erkennen, im Gegensatz zu den beiden Pfählen Nr. 2 u. 11, die, nach den erzielten größeren Pfahldurchmessern (vergl. Übersicht I) zu schließen, vermutlich auf Boden von erheblich geringerer Widerstandsfähigkeit standen. Zum anschaulicheren Vergleiche wurde in Abb. 305b eine dieser Linien, und zwar die für den Betonpfahl Nr. 10, sowie die Linie des gleichlangen Holzpfahls Nr. 14 unter Vernachlässigung der unwesentlichen Zwischenpunkte aufgetragen. Man sieht daraus, daß diese Linien annähernd durch zwei Gerade mit den Brechpunkten I und II bezw. I′ und II′ zu ersetzen sind. Diesen beiden Geraden entsprechend, könnte man somit in der Regel zwei Belastungsstadien unterscheiden. Im ersten Stadium nehmen die Senkungen mit steigender Pfahlbelastung nur sehr langsam,

und zwar nahezu proportional der Belastung zu bis zum Brechpunkte I bezw. I′. Dieser entspricht offenbar einem plötzlichen Lösen des Zusammenhangs zwischen Pfahl und Erdreich, da von nun ab im zweiten Stadium eine erheblich raschere Zunahme der Senkung bis zum Punkte II bezw. II, eintritt, die allerdings weniger gesetzmäßig verläuft und hier angenähert durch die zweite Gerade ersetzt ist. Wie nun z. B. die Proportionalitätsgrenze beim Flußeisen als Anhalt zur Festsetzung der

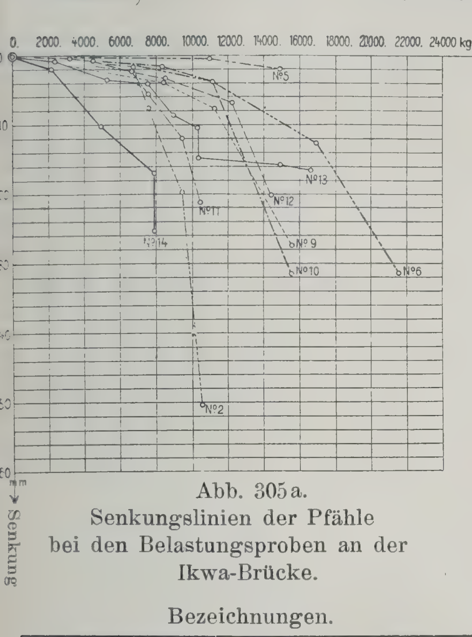


Abb. 305 a.
Senkungslinien der Pfähle bei den Belastungsproben an der Ikwa-Brücke.

Bezeichnungen.

Art d. Pfähle	Pfahllänge	Nr.	
Betonpfähle	8,52 m	6	
	8,52 „	5	
	4,26 „	9, 12 u 10	
	4,26 u. 5,75 m	11 u. 2	
Holzpfähle	8,52 u. 4,26 „	13 u. 14	

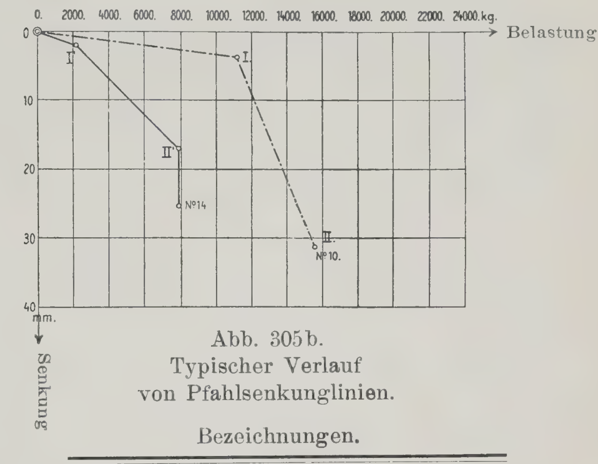
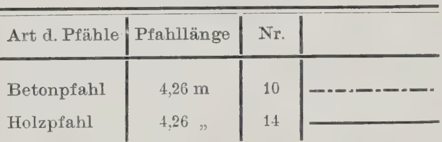


Abb. 305 b.
Typischer Verlauf von Pfahlsenkunglinien.

Bezeichnungen.



Art d. Pfähle	Pfahllänge	Nr.	
Betonpfahl	4,26 m	10	
Holzpfahl	4,26 „	14	

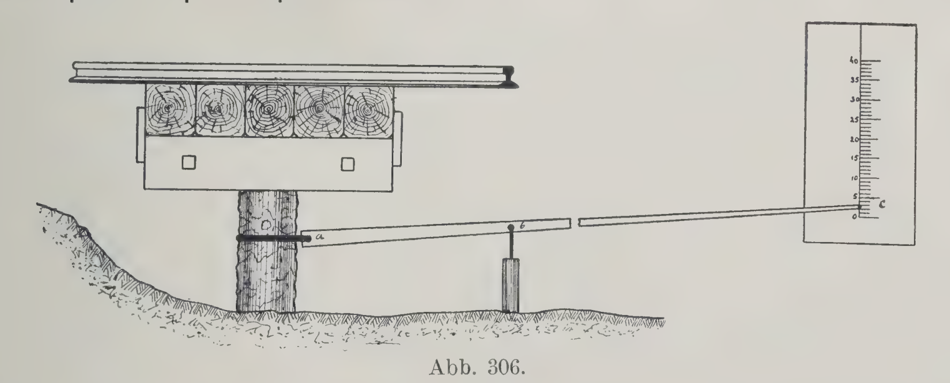


Abb. 306.

zulässigen Beanspruchung dieses Baustoffs dient, könnte man hier in ähnlicher Weise vom Brechpunkt I und I′ ausgehen, um die zulässige Pfahlbelastung zu bestimmen, die je nach der Art und dem Zweck des Bauwerks zu zwei Drittel oder auch zur Hälfte der Belastung bei diesen Brechpunkten anzunehmen wäre.

In Übersicht II sind die Mittelwerte der sämtlichen angeführten Betonpfähle für diese bedeutsame Belastung beim Brechpunkte I eingetragen und zum Vergleich mit

Übersicht II.

Baustoff der Pfähle	Länge in m der Pfähle	Mittlerer Pfahldurchmesser in cm	Belastung beim Brechpunkt I in kg auf 1 Pfahl	1 lfd. m Pfahl	1 cm² Längsfläche	Verhältnis rd.
Beton	4,26	rd. 33	9 420	2 210	0,210	4 : 1
Holz	4,26	„ 27	1 970	460	0,055	
Beton	8,52	„ 34	16 870	1 980	0,202	2 : 1
Holz	8,52	„ 27	7 210	850	0,100	

den entsprechenden Werten der Holzpfähle zusammengestellt. Berechnet man unter Berücksichtigung der verschiedenen Pfahldurchmesser diese Werte bezogen auf 1 cm² der Mantelfläche des Pfahles, so ergibt sich, daß der Brechpunkt I bei den Betonpfählen im Mittel erst unter der vierfachen Belastung im Vergleich mit den Holzpfählen erreicht wird. Es wäre somit die Tragfähigkeit eines solchen schwebenden Betonpfahls viermal so groß, als die eines Holzpfahls unter gleichen Verhältnissen anzunehmen. Bemerkenswert ist ferner, daß selbst für die längeren Pfähle, welche den tragfähigen Boden erreichen, dieses Verhältnis immer noch rd. 2 : 1 beträgt. Das Ergebnis der statischen Belastung bei diesen Versuchen beweist somit, daß der Vorteil der Straußpfähle gegenüber den Holzpfählen vor allem in der innigen Verbindung des Pfahles mit dem umgebenden weichen Boden besteht, woraus sich die vierfache Tragfähigkeit der in der Schlammschicht schwebenden und die doppelte der auf dem Schwemmsand stehenden Pfähle erklärt.

B. Die dynamische Belastung, der insgesamt fünf Beton- und zwei Holzpfähle unterzogen wurden, erfolgte mittels eines rd. 570 kg schweren Rammbären, dessen Fallhöhe ebenso wie die Pfahlsenkung gemessen wurde. Zur gleichmäßigen Übertragung des Schlages auf den Pfahlkopf wurde ein hölzernes Polster untergelegt. Die beobachteten Werte sind in Übersicht III eingetragen.

Übersicht III.

Nr.	Baustoff des Pfahles	Länge in m des Pfahles	Mantelrohr-durchmesser in cm	Pfahl-durchmesser in cm	Pfahlquerschnitt in cm²	Senkung von einem Schlage in mm	Pfahlgewicht in kg	Rammbärhebung in m	Leistung von einem Schlage in mkg	Senkung in mm infolge der Rammleistung von 1 tm
9	Beton	4,26	25	rd. 0,32	814	1,1	880	1,60	920	1,2
1	„	4,56	25	„ 0,33	857	1,3	980	1,60	920	1,4
2	„	5,75	25	„ 0,35	954	1,6	1380	1,60	920	1,7
3	„	6,39	25	„ 0,37	1077	1,1	1700	1,60	920	1,2
4	„	7,88	25	„ 0,36	993	1,7	1930	1,60	920	1,8
14	Holz	4,26	—	„ 0,27	570	26,6	160	1,10	610	44,3
13	„	8,52	—	„ 0,27	570	8,5	330	1,50	855	9,4

Bei diesen Rammversuchen beobachtete man die bekannte Erscheinung, daß der gesamte Moorboden auf eine beträchtliche Entfernung in deutlich bemerkbare Schwankungen geriet, und zwar bei den Betonpfählen in viel höherem Maße als bei den Holzpfählen. Besonders stark waren diese Schwankungen beim Rammen der kurzen Beton-

pfähle. Infolge dieser Federung des Bodens[1]) trat außer der in Übersicht III eingetragenen bleibenden Senkung jeweilig auch eine nicht gemessene elastische Senkung ein, so daß die lebendige Kraft des Rammens in die beiden Arten einer elastischen und einer bleibenden Arbeitsleistung umgesetzt wurde. Vergleicht man die Werte für die in Übersicht III zusammengestellte bleibende Senkung der einzelnen Pfähle infolge der Rammleistung von 1 tm, so ergibt sich — abgesehen von dem besonders starken Pfahl Nr. 3, der, wie aus den erzeugten größeren Durchmessern zu schließen ist, wahrscheinlich in weniger widerstandsfähigem Boden stand —, daß die spezifische Senkung um so größer wird, je länger der Pfahl ist. Diese zunächst auffallende Erscheinung erklärt sich wohl am einfachsten dadurch, daß infolge der innigen Verbindung der Betonpfähle mit dem Erdreich bei den kurzen Pfählen ein größerer Teil der Rammenergie in elastische Arbeit des mitschwingenden Moorbodens umgesetzt und nur ein kleinerer Rest für die bleibende Pfahlsenkung wirksam wird, wogegen die längeren Pfähle, welche in den festeren Boden hinabreichen und in diesem festgehalten werden, naturgemäß weniger federn. Bei den Holzpfählen ist die bleibende Senkung wesentlich größer. Sie erreicht bei den kurzen Pfählen das rd. 30fache und bei den langen Pfählen das rd. 5fache der Werte für die Betonpfähle.

Umbau bestehender Bauwerke mittels Tiefgründung.

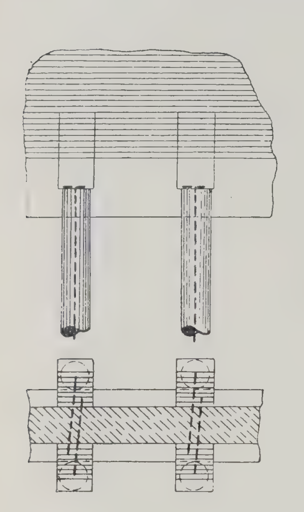
Wir haben im vorhergehenden (Seite 139) die Rekonstruktion von Bauten mittels Flachgründungen durch eine nachträgliche Verbreiterung ihrer Fundamente erörtert. Dem Ingenieur sind in solchen Fällen die Hilfsmittel geläufiger, mittels deren man durch Unterfangen der Bewegung des Gebäudes entgegenwirkt, da man so den Bewegungen in zweifelloser Weise Einhalt gebieten kann. Ein Beispiel dieser Art bietet uns die nachträglich erfolgte Stützung eines Flügels des Hauptbahnhofs in Kiew, der auf einem bis 18 m tiefen Schutt errichtet worden war. Auch hier hätte eine Verbreiterung der Fundamente insofern geholfen, als sie die Setzung verringert hätte. Zu einem absoluten Stillstande konnten sie jedoch nur durch mehrere hinabreichende Betonpfeiler gebracht werden. Dies geschah denn auch durch eine Ausführung nach dem System „Strauß" mit einem zufriedenstellenden Erfolg.

Über eine ähnliche Lösung berichtet Holmes im Eng. News 1904, S. 567, wo eine Unterfangung bis auf den 6 m tiefen, festen Grund durch 7,8 m lange Eisenbetonpfeiler bewirkt wurde. Besonders bemerkenswert ist die systematische Ausfütterung der 20 cm-Röhre und schließlich die Aushöhlung eines besonderen Säulenfußes mittels einer scherenartigen Vorrichtung, der auf diese Weise eine Grundfläche von fast 1 m² erhielt.

Wichtig ist es, eine zufriedenstellende Verbindung zwischen dem Betonpfeiler und dem darauf gelagerten alten Fundament herzustellen. In dem letzterwähnten Falle geschah dies durch Einschieben kurzer I-Querträger. Ein anderes Beispiel dieser Art befindet sich in Washington auf einem Boden, der 7,50 bis 13,50 m über einem festen Grunde gelegen war, wo leichte Gebäude auszuführen bezw. die bestehenden zu unterstützen waren. Es geschah in der Weise, wie es Abb. 307 darstellt, mit Hilfe von zwei beiderseits von der Mauer angeordneten Betonpfeilern, die durch einen entsprechend ausgefüllten Schlitz und die darin versenkte Bewehrung verbunden waren. Eine weitere ähnliche Ausführung ist in St. Louis bei

[1]) Auf ähnlichen Versuchen beruhen auch die Beobachtungen, daß es im Moorboden häufig nicht gelingt, Holzpfähle durch langsames Rammen einzutreiben, sondern nur durch eine Reihe von rasch aufeinanderfolgenden Rammschlägen, wie z. B. mit der bekannten Lewickischen Dampframme. Ein anderes Mittel wäre in einem solchen Falle eine beständig wachsende ruhende Belastung.

dem Gebäude der dortigen Zeitung „St. Louis News“ vorgenommen worden. Es befand sich dort auf der einen Seite ein nur 3,6 m breiter Durchgang, bei dem in einer Tiefe von 7,8 m ein Kanal gebaut worden war. Die Folge war eine vollständige Baufälligkeit der betreffenden Frontmauer (Abb. 308). Dieselbe mußte entfernt und die Deckenträger mußten provisorisch gestützt werden. Es wurde dann ein Schlitz ausgehoben, die Pfeiler wurden bis 2,4 m unter Nullwasser angetrieben



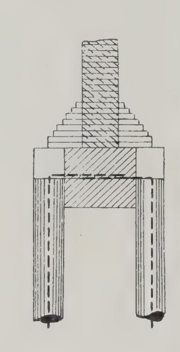


Abb. 307. Fundierung in Washington.



Abb. 308. Neubau in St. Louis.

und auf ihnen die Fassade des Hauses neu aufgeführt. Die Arbeit war wegen des beschränkten Arbeitsraums eine besonders schwierige. Sie ist mit einem 3000 kg-Dampfhammer ausgeführt worden. Ein weiterer Fall hat sich schließlich bei der Unterfangung eines Erkers des Bostoner alten Staatshauses beim Bau des dortigen Untergrundtunnels ergeben. Während das Eisen, in fertigen Trägern eingebracht, einen Einschub unter die ganze Mauer erfordert, gestattet die freie Formgebung des Eisenbetonträgers, die Mauern nur seitlich zu fassen und stellenweise zu verbinden, ja sogar, wie es in Boston versucht wurde, den Träger in einzelnen Stücken herzustellen.[1])

Man wird es im allgemeinen vermeiden, sich bei Rekonstruktionen bestehender Gebäude der Rammwirkung zu bedienen, da dies selbst in jenen Fällen, in welchen es möglich wäre, mit Rücksicht auf die Erschütterungen nicht wünschenswert ist (siehe Abb. 206).

Als Beispiel der Verwendung der Spülung zum Herabsenken solcher Unterfangungspfeiler dient Abb. 309, beim sogenannten Batterytunnel[2]) in New-York, welchen

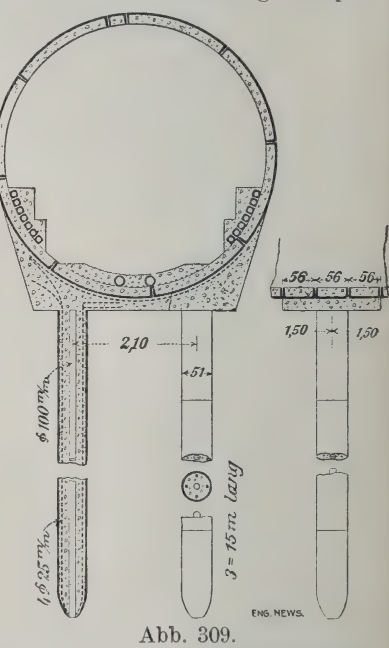


Abb. 309. Unterstützung des Batterytunnels.

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft VII, S. 162.
[2]) Eng. Record 1907, 8. Juni, S. 678 oder Eng. News, S. 718

man durch diese Anordnung am weiteren Hinabsinken in die Schlammschichten bewahrte. In diesem Falle bediente man sich 50 cm-Stahlröhren von 12 mm Fleischstärke Dieselben wurden in Stücken von 1,50 m eingebracht, gegen den Tunnelrücken abgesteift, mittels Spülung versenkt und mit Beton ausgefüllt.



Abb. 310.
Straußpfähle, die in einem Keller hergestellt werden.

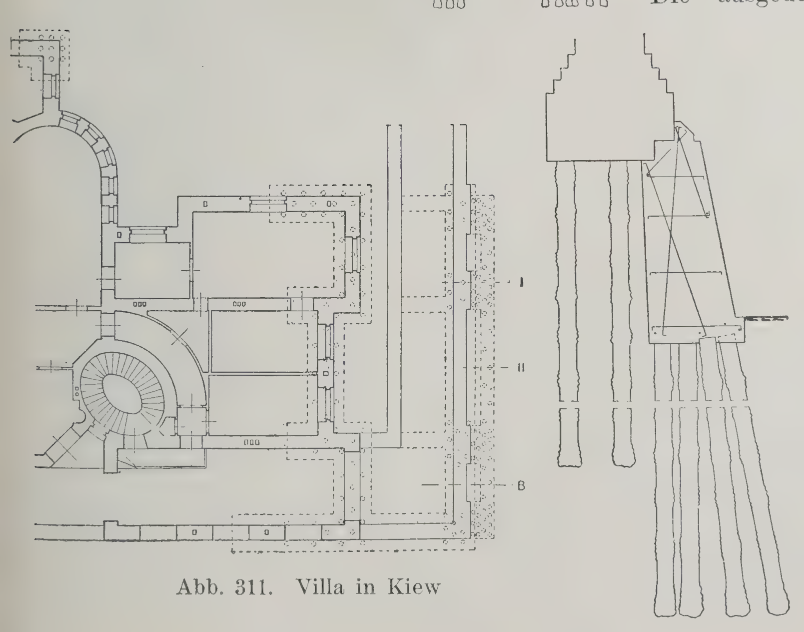


Abb. 311. Villa in Kiew

Der spätere Abschluß des Tunnels durch eine Eisenbetonplatte ist in der Abb. 309 ersichtlich.

Eine ähnliche Anwendung findet sich bei den durch den Bau der Untergrundbahnen in New-York notwendigen Unterfangungen der Gebäude, die auf alten ausgefüllten Wassertümpeln zu stehen kamen.[1]) Die ausgedehnteste Anwendung für Rekonstruktionen hat das System Strauß gefunden, weil es die Absenkung von Pfählen selbst in den schwierigsten Verhältnissen erlaubt. So zeigt z. B. die Abb. 310 den Vorgang im Keller einer Villa, bei welchem nur 3 m lichte Höhe zur Verfügung standen. Die Abb. 311 zeigt uns Grundriß und Querschnitt eines herrlichen Bauwerks, das durch eine Abrutschung in

[1]) Eng. Record 1909, 27. November.

seinem Bestande bedroht war; durch den in der Abb. 312 dargestellten Arbeitsvorgang wurde es möglich gemacht, die Rutschung zum Stillstande zu bringen, die Gebäudelast auf tiefere Schichten zu übertragen und diese bemerkenswerte Leistung mit einem verhältnismäßig geringen Aufwand durchzuführen.

Einen weiteren ähnlichen Fall zeigt uns die Abb. 314. Wie aus dem Lichtbild ersichtlich,



Abb. 312. Unterfangung einer Stützmauer.



Abb. 313. Unterfangung des Direktionsgebäudes der Südwest-Eisenbahn in Kiew.

wurden daselbst die Straußpfähle so knapp neben den Mauern in die Erde gesenkt, daß der Bequemlichkeit wegen die im Wege stehenden Gesimse entfernt und ebenso die Fundamentplatte aufgehakt werden mußte. Man hatte eine ähnliche Lösung der Abb. 308 im Auge, fand aber, daß es bei der Nähe der Stützpunkte genügte, die Straußpfähle in die Fundamentplatte einzubetonieren, um die Setzung zum Stillstand zu bringen.

Schließlich sei noch eines interessanten Falles Erwähnung getan, bei welchem es möglich war, nicht nur ein historisches Wahrzeichen der Stadt Straßburg, den Spitaltorturm zu erhalten, sondern auch in demselben und ohne Schädigung des alten Baues einen Eisenbetonbehälter zu errichten, wie dies die Abb. 316 auf Seite 530 im Kapitel Behälterbauten, V. Band der zweiten Auflage dieses Werkes, darstellt.

δ) Hohlkörpergründungen.

1. Brunnen.

Die Herstellung von Fundamenten aus Brunnen in Eisenbeton ergibt sich aus der Abb. 263, die uns die Entwicklung des Pfahles, der mittels Einspülens abgesenkt wird, zu einem Brunnen mit kreisförmiger Schneide darstellt. Es sei bemerkt, daß dies die ursprüngliche Idee bei der ersten Anwendung 1894 des Pfahles war, indem auch bei Brunnen die beiden Hilfsmittel, Gewicht und Spülung, je nach dem Bodenmaterial in Betracht kommen.

Die Verwendung der Kombination von Beton und Eisen zur Herstellung und Sicherung des Brunnenkranzes ist viel älteren Datums als der Eisenbeton, wie z. B. der historische Hinweis in der Einleitung zu dem Kapitel Behälterbau im V. Band beweist, und es sei hier nur in der Abb. 314 ein durch seine Einfachheit bemerkenswertes

Detail vorgeführt, wie es Deimling bei seinen Betonsenkbrunnen in Hamburg angewendet hat, unter Andeutung der dabei angewendeten Schalung. Dieselbe wurde von spannbaren eisernen Ringen zusammengehalten, und während des Baues konnten die Brunnen entsprechend erhöht werden. Es sind Brunnen auf diese Weise von 1, 1,50 und 1,90 m Durchm. hergestellt und bis zu einer Tiefe von 8 m versenkt worden. Ein anderes Beispiel einer ausgedehnten Verwendung von vorher fertiggestellten Monierröhren ist aus derselben Stadt beim Bau der neuen Gaswerke zu berichten. Die Röhren waren nur 10 cm stark, daher nicht schwer genug, ergaben aber trotzdem im Vergleich mit Pfeilern ein ökonomisch zufriedenstellendes Resultat,[1]) da ein Brunnen 8 bis 10 Holzpfähle entbehrlich machte. Die Herstellung geschah mit Beton 1 : 3½, der 8 bis 10 Tage alt war, hierauf wurde der Brunnen mit Beton 1 : 4 abgeschlossen und dann ein Füllbeton 1 : 8 eingebracht. Eine Probelast von 100 t entsprechend 3 kg/cm² wurde mehrfach aufgebracht.

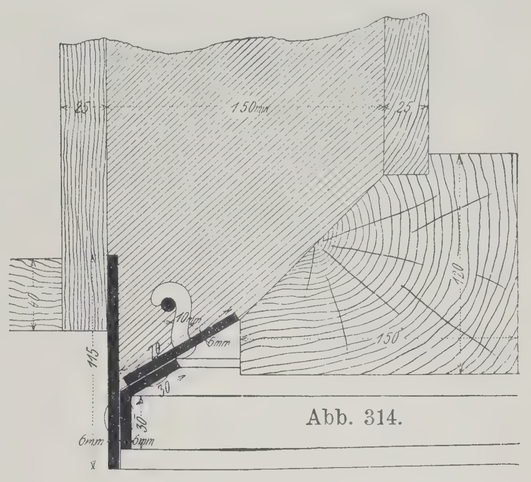


Abb. 314.

Beim Brunnenbau steigern sich die Schwierigkeiten der Absenkung mit zunehmender Tiefe. Man sucht im allgemeinen diese Bewegungen durch eine entsprechende leicht konische Form oder durch einen Absatz zu erleichtern, ohne daß man damit jedoch so weit gehen darf, daß das Erdreich zum Nachstürzen in der so entstehenden Lücke veranlaßt wird. Die Bewegung der Brunnen geht durch das Eigengewicht vor sich, teils durch Ausbaggern oder Spülung am Kranz beschleunigt, teils durch künstliche Belastung erhöht. Diesen Angriffspunkten der Last entsprechend, müssen diese Hohlkörper nicht nur für Seitendruck, sondern auch für Zug von unten und Druck von oben entsprechend gebaut und bewehrt sein; Umstände, die mit der Tiefe rasch zunehmen.

Es sei hier gleich eines Auswegs gedacht, der uns unter Umständen vor einem zu tiefen Herabsenken und den damit verbundenen Schwierigkeiten bewahren kann, indem man nur seichte Brunnen herstellt und durch Einrammen von Pfählen in denselben bis zu der tragfähigen Bodenschicht hinabgelangt. Auf diese Weise läßt sich die Wirkung von Brunnen auf große Tiefen ausdehnen, ohne daß man gezwungen wäre, den Brunnen selbst so tief abzusenken.

Ein Beispiel dieser Art zeigt uns Abb. 315, welche eine Ergänzung der Brunnen mittels Compressolpylone darstellt. Es ist in diesem Fall der Brunnen (K) durch die wasserhaltige Schicht abgesenkt worden und die Wasserdichtigkeit für die weiteren Tiefen durch Einwerfen von Ton (b) erzielt worden, der durch die Rammung an die Wandungen der mit Compressol hergestellten Rohre zusammengedrückt wird. Zur Sicherstellung des Zusammenhaltens hat man die Armaturen (g) angebracht.

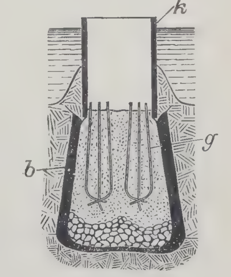


Abb. 315.

Ein zweites Beispiel, wo die weitere Tiefe durch Eisenbetonpfähle erzielt wurde, zeigt uns eine von der A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. aus-

[1]) Siehe näheres Journ. f. Gasbeleuchtg. 1902, S. 960.

geführte Gründung des Rathauses in Kiel[1]) (Abb. 316). Das Gebäude mit 150 auf 50 m soll im Mittelpunkte der Stadt errichtet werden. Zu seiner nächsten Umgebung gehört als Überbleibsel einer Bucht des Kieler Hafens ein kleiner See. Mächtige Moorlager bilden den Grund desselben. Über das Baugelände selbst erstreckt sich in überaus welligem Verlauf eine Lettenschicht von verschiedener Stärke, über welcher starke Triebsandlager, Sand- und feine Kiesschichten abwechseln.

Die Bausohle liegt durchschnittlich auf + 2,50 N.N. Die Höhe des Grundwasserspiegels schwankt zwischen Null und + 0,75. Die große Unregelmäßigkeit der Lage und Stärke des Verlaufs und der Beschaffenheit der Schichten hatte eine künstliche Gründung zur notwendigen Folge, zumal durch die Gruppierung der Massen Gebäudeteile mit erheblichem Gewicht zwischen weniger schweren zu gründen waren und ungleiche Setzungen möglichst vermieden werden sollten, und gab Veranlassung, ungeachtet der Tragfähigkeit einzelner Stellen, Pfahlgründung für alle Mauerfundamente, mit Ausnahme der zum Turm gehörigen, welche mit Brunnen gegründet werden sollten, zu wählen.

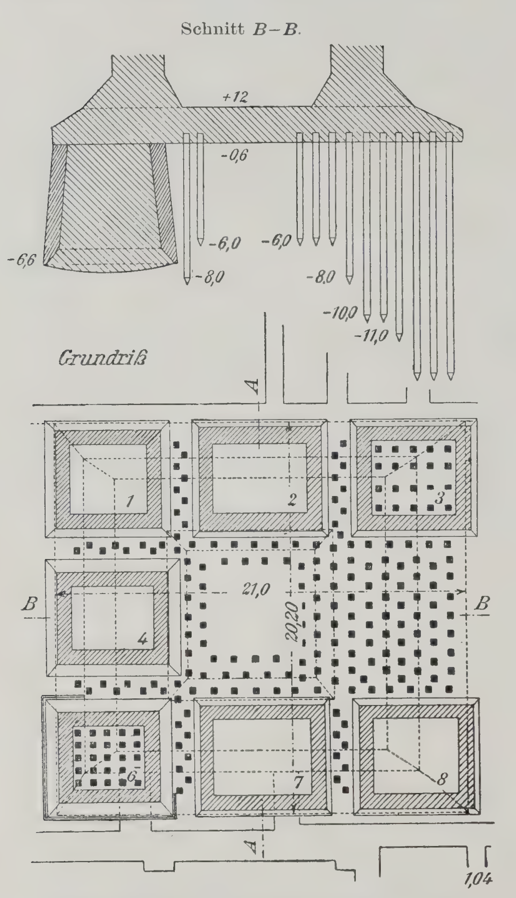


Abb. 316. Turm des Rathauses in Kiel.

Die Pfähle wurden in hölzernen Formkasten liegend gestampft, mit 32 × 32 cm Querschnitt und in Längen von 3 bis 13 m angefertigt. Der Beton hierzu wurde im Verhältnis 1 : 2 : 2 gemischt, Kiessand und Granitschotter, letzterer von 1,5 cm Korngröße, in gewaschenem Zustand beigefügt. Nach sechs- bis achtwöchentlicher Lagerung wurden die reifen Pfähle mittels eines fahrbaren Aufzuges auf Rollwagen verladen und auf einem Schmalspurgleis zur Verwendungsstelle gebracht. Nach beendeter Pfählung eines Mauerfundaments erfolgte die Ausschachtung der Bankettgraben und, nachdem die Pfahlköpfe abgehauen und die Eckeisen umgebogen waren, die Betonierung der Bankette zwischen gewöhnlicher Holzschalung. Der Beton hierzu, sowie zu den Kellermauern, soweit von solchen die Rede sein kann, ist in Mischungen 1 : 5 : 5 (1 R.-T. Zement, 5 R.-T. Kiessand und 5 R.-T. Ziegelschotter 6 cm) verarbeitet.

Mit einer sichtbaren Höhe von 103 m bei 14 × 14 m Grundfläche stellt der Turm ein Gewicht von rd. 15 000 t dar, zu dessen Übertragung auf den Baugrund acht Brunnen vorgesehen waren. Die Brunnen sitzen unter den Umfassungsmauern, und zwar stets drei in einer Flucht. Bei rechteckigem Querschnitt haben sie eine Grundfläche von durchschnittlich 40 m² und eine Wandstärke von 77 cm. Brunnenwände und Kern sind ohne Eiseneinlage hergestellt, erstere sind nach oben im Verhältnis 1 : 10 geneigt.

[1]) Zement und Beton 1909.

Der Kranz aus Normal-⊏- und Winkeleisen ist mit dem Beton der Wände durch Anker verbunden und hat eine Breite von 20 cm.

Mit einer erstmaligen Höhe von 4,5 m wurden die Wände im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 unter Zusatz von Granitschotter (6 cm) zwischen Holzschalung angefertigt und nach vier Wochen versenkt, wobei gleichzeitig immer ein und der übernächste in Arbeit genommen wurde, um ein Gegeneinanderschieben und das die Versenkung sehr erschwerende „Aufsitzen“ des einen Brunnens auf dem anderen zu verhüten.

War ein Brunnen bis Oberkante unter Grund, so wurde er nach Bedarf aufgestückt und nach der üblichen Abbindefrist mit den Schachtarbeiten fortgefahren. Die Erdförderung erfolgte von Hand. Ein Brunnen, welcher mit einer Hälfte auf jäh abfallende feste Lette, mit der anderen Hälfte auf Triebsand zu sitzen kam, konnte nicht bis auf die beabsichtigte Tiefe versenkt werden, da die eindringenden Triebsandmassen trotz Spundwand nicht zu bewältigen waren. Durch Einrammung von Pfählen wurde hier der Baugrund derartig verdichtet, daß er gemeinsam mit den durch die Pfähle beanspruchten unteren Schichten die auf den Brunnen entfallende Last mit der erforderlichen Sicherheit aufzunehmen vermochte.

Nachdem die an Überraschungen sehr reiche Versenkung der ersten Hälfte der Brunnen erledigt war, wurden erneut zahlreiche Untersuchungen des Baugrundes unter dem Turm angestellt, da die Erfahrungen den Schluß zuließen, daß die Sohle der meisten Brunnen nicht so tief geführt zu werden brauchte, wie angenommen war. Für fünf Brunnen bestätigte sich auch diese Annahme. Eine solche Änderung bedingte jedoch wieder, daß auch die übrigen Brunnen mit der Sohle nicht viel tiefer versenkt werden durften, um den Grund unter den höher liegenden und nur 1,1 m entfernten Nachbarbrunnen nicht zu lockern oder überhaupt durch Nachrutschen unbrauchbar zu machen. Aus diesem Grunde gab man den am tiefsten zu gründenden Brunnen überhaupt auf und ersetzte ihn durch eine genügende Anzahl von Pfählen. Desgleichen wurde ein Nachbarbrunnen nicht weiter versenkt und die früher erwähnten durch Pfähle verstärkt.

Abb. 316 zeigt im Schnitt *B—B* den Brunnen und rechts daneben das einen Brunnen ersetzende Pfahlbündel. Der zwischen den Brunnen befindliche aufgelockerte Boden wurde ebenfalls durch Pfähle wieder gedichtet.

Eine mit Rundeisen verstärkte Betonplatte von 20 × 21 m und von 1,80 m Höhe überträgt das Gewicht des Turmes auf die Fundamente und den Grund des Mittelfeldes.

Wie bei der Herstellung dieses Fundaments, so verursachte die Beschaffenheit des Baugrundes gemeinsam mit den zahlreichen Quellen auf dem Gelände auch bei der Ausführung der Tiefkeller für Heizung und Kohlen außerordentliche Schwierigkeiten. Diese Räume, welche teilweise im Triebsand und etwa 3,50 m unter Grundwasser liegen, erhielten als unteren Abschluß Grundplatten mit oberen und unteren Eiseneinlagen zur Aufnahme des Auftriebs und Übertragung der Nutzlasten. Die Platten wurden über einer Magerbetonschicht mit Isolierung angefertigt. Der Beton ist 1 : 5, ebenfalls unter Zusatz von Granitsteinschlag ausgeführt.

Sämtliche Eiseneinlagen haben Kreisquerschnitt. Der Beton zu allen Teilen wurde von Hand unter besonderer Überwachung durch einen Techniker gemischt. Die Kosten für die gesamte Gründung einschließlich der Kellermauern, soweit dieselben aus Beton bestehen, beliefen sich auf rd. 380 000 Mark. Es wurden rd. 2400 Pfähle mit insgesamt 14 000 lfd. m gerammt und rd. 6000 m³ Beton verarbeitet.

Mit der Ausführung war die Firma Grün u. Bilfinger A.-G., Mannheim, betraut, welche 14 Monate damit beschäftigt war.

Eine der bekanntesten Ausführungen mit Brunnen mit Hilfe von Spülung ist jene des Landungssteges für den Fischereihafen in Ymuiden, deren ausführliche Beschreibung in Beton u. Eisen 1904, Heft II, Tafel V, enthalten ist (Abb. 241 bis 243 des Kapitels „Wasserbau" im IV. Band der zweiten Auflage). Es sind dort Röhren mit einem massiven Kranz und durch Rippen verstärkte Wände angewendet worden. Ihre Absenkung geschah mit Hilfe von 10 m langen Hilfszylindern von 3,70 m Durchmesser, in denen die unten 3 m breiten Röhren Platz fanden. Erst wenn diese

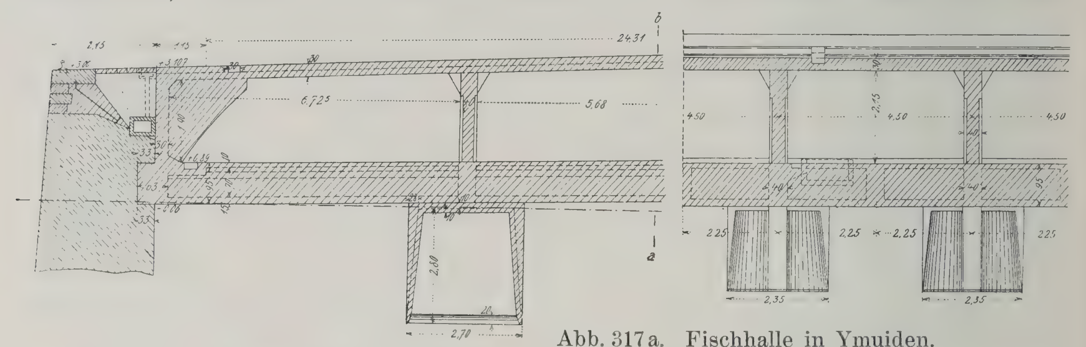


Abb. 317 a. Fischhalle in Ymuiden.

Hilfszylinder abgesenkt waren, wurden die fertigen Zylinder hineinversenkt und der Hilfszylinder wieder herausgezogen. Die Absenkung der Hilfszylinder geschah durch ein auf einem fahrbaren Gerüst aufgehängtes System mittels Druckwasserröhren. Über einen ähnlichen Vorgang haben wir bereits auf S. 185, 186 u. 201 berichtet.

Es ist auch möglich, auf die dargelegte Weise bei entsprechend leichtflüssigem Material, wie Schwimmsand, Seeschlamm u. dergl., eine ganze massive Platte zu versenken, wenn man diese mit röhrenförmigen Öffnungen versieht und aus diesen Öffnungen den darunter befindlichen Sand herausbefördert (siehe Beton u. Eisen 1906, S. 27).



Abb. 317 b. Versenken der Brunnen.

Ein anderes Beispiel dieser Art wurde in der unmittelbaren Nähe dieses von den Amsterdamer Zementeisenwerken ausgeführten Baues von Hollandsche Maatschaappy in s'Gravenhage in der Fischhalle von Ymuiden gebaut (Abb. 317 bis 317 c). Es handelt sich dabei um die Fundierung eines wasserdichten Kellers von 130 auf 25 m im Grundriß.

Der Kellerboden besteht, wie die Abb. 319 zeigt, aus einer Unterplatte zur Stärke von 0,15 m und einer oberen Platte, 0,10 m stark, welche verbunden sind durch 0,40 m breite Balken, so daß die Gesamthöhe der Bodenkonstruktion 0,95 m beträgt. Abb. 319 zeigt die Bewehrung dieser Konstruktion. Der Raum zwichen den beiden Platten ist mit magerem Stampfbeton ausgefüllt.

Der Keller ruht an der Hafenseite auf der (bestehenden) Stützmauer und auf vier Reihen Brunnen aus Eisenbeton. Diese Brunnen sind etwas konisch geformte Ringe mit vier pilasterartigen Versteifungen. Wandstärke 0,10 m, Durchmesser 2,50 m, Höhe wechselt ab von 2 m bis 2,80 m. Die Brunnen wurden an Ort und Stelle (siehe Abb. 317 b) angefertigt und nach Erhärtung bis auf den festen Sandboden gesenkt. Als die Brunnen die ge-



Abb. 317 c. Fertige Kellerplatte.

Abb. 318 a. Kaimauer, Hafen Ruhrort.

forderte Tiefe erreicht hatten, wurden sie mit magerem Beton gefüllt, in welchem die Verankerung für die Bodenkonstruktion befestigt wurde.

Der Boden der Halle (gleichzeitig die Kellerdecke) ruht auf Säulen (0,40 × 0,40 m) und Wänden, die zugleich den Dachsäulen zur Stütze dienen.

Einigermaßen schwierig war die Aufgabe, in den Boden der Halle, welcher nicht mehr als 0,30 m Stärke bekommen konnte, durchgehende Rinnen von 0,15 m Tiefe und 0,30 m Breite anzubringen, sowohl in Längs- als in Querrichtung. Die Bewehrung dieser Platte mit einer solchen Längsrinne ist aus Abb. 317c zu ersehen.

Bei den Abmessungen des Bauwerks und der Berechnung der verschiedenen Konstruktionsteile ist ein aufwärts gerichteter Wasserdruck von 3 m Druckhöhe zugrunde gelegt. Die Nutzlast war für den Kellerboden mit 750 kg, für die Decke mit 450 kg für 1 m² angenommen worden. Ein Beispiel eines Brückenpfeilers in Brunnengründung zeigt Abb. 134 des Kapitels „Mauerwerksbau".



Abb. 318b. Kaimauer, Hafen Ruhrort.



Abb. 318c. Kaimauer, Hafen Ruhrort.

Eine weitere Anwendung der Brunnenfundierung findet sich bei der von der A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. ausgeführten Hafenanlage in Ruhrort (1906 bis 1908). Die Gesamtlänge der Mauer betrug 1706 m. Die Brunnen, deren Einzelheiten uns Abb. 318a vorführt, waren 6 m im Geviert und 12 m von Mitte zu Mitte. Abb. 318b zeigt uns eine Reihe derselben, teils schon fertig zum Versenken, teils noch in der Verschalung.

Die Abb. 318c stellt das Bauwerk so weit fertig dar, als die Gewölbe zwischen den Brunnen eingezogen und die Vorderseite mit Haustein verkleidet wurde, an der

Rückseite sind die an der Kolter freigewordenen Eisengerippe der Betonspundbohlen sichtbar.

Auch in dem folgenden Beispiel hat man sich der Spülung nicht bedient. Es sind dies die Brunnenfundierungen bei Gouda (Holland), welche im Laufe der

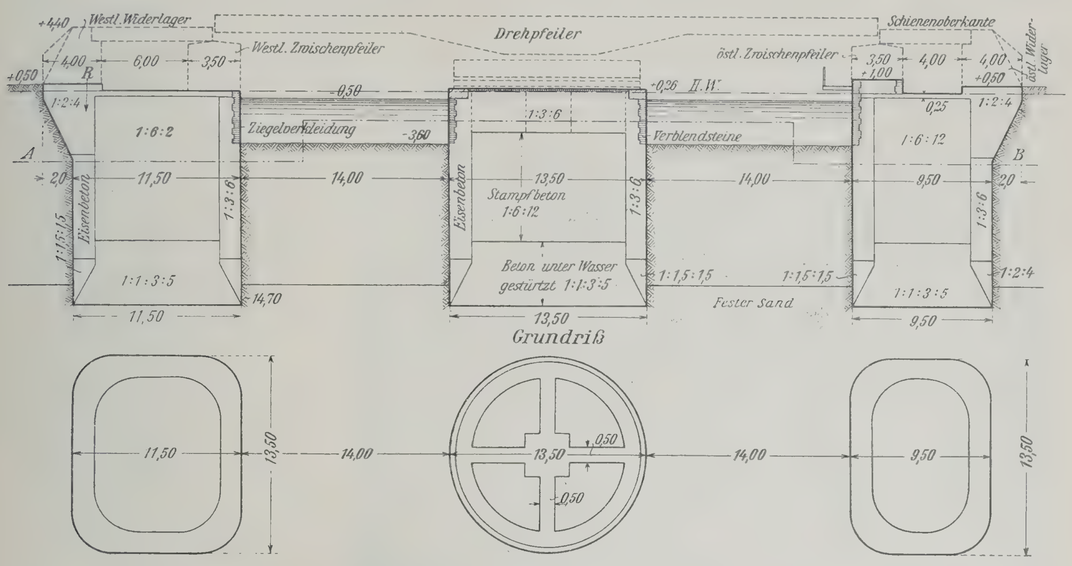


Abb. 319 a. Drehbrücke in Gouda.

Jahre 1907 bis 1908 von der „Hollandsche Maatschaappy voor Gewapend Beton" im Haag für vier Brücken in der Eisenbahnstrecke Gouda—Rotterdam ausgeführt wurden, und zwar (Abb. 319 bis 320):

a) für eine größere dreigleisige Drehbrücke über die Gouwe;

b) für drei kleinere Brücken bezw. Unterführungen.

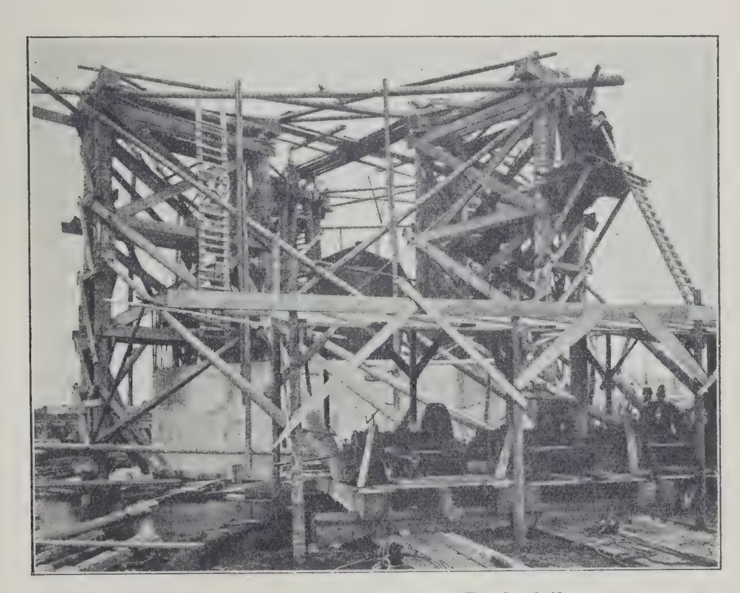


Abb. 319 b. Aufhängung des Drehpfeilers.

a) Drehbrücke. Die Abb. 319 zeigt die allgemeine Anordnung. Die ganze Brücke (vier Öffnungen) ruht auf drei Brunnen. Der Mittel- oder Drehpfeiler steht auf einem kreisförmigen Brunnen mit einem Durchmesser von 13,50 m. Die beiden Zwischenpfeiler und die beiden Widerlager ruhen je zwei zusammen auf den beiden anderen Brunnen, welche rechtwinklig sind mit abgerundeten Ecken. Die Abmessungen der beiden letzteren Brunnen sind 13,50 × 11,50 m bezw. 13,50 × 9,50 m.

Die Brunnen wurden gesenkt bis auf eine Tiefe von 14,70 — A.P., das ist mehr als 11 m unter dem Boden des Kanals.

Die Wände der Brunnen sind von Eisenbeton und haben eine Stärke von 1,50 bis 2 m.

Das Senken der Brunnen geschah ohne Wasserspülung, durch Ausgraben der innerhalb derselben befindlichen Erde (im Anfang im Trockenen, später — nachdem die Brunnen eine gewisse Tiefe erreicht hatten — mittels Greifbagger unter Wasser). Während der Senkung wurden die Brunnen oben weiter aufgebaut.

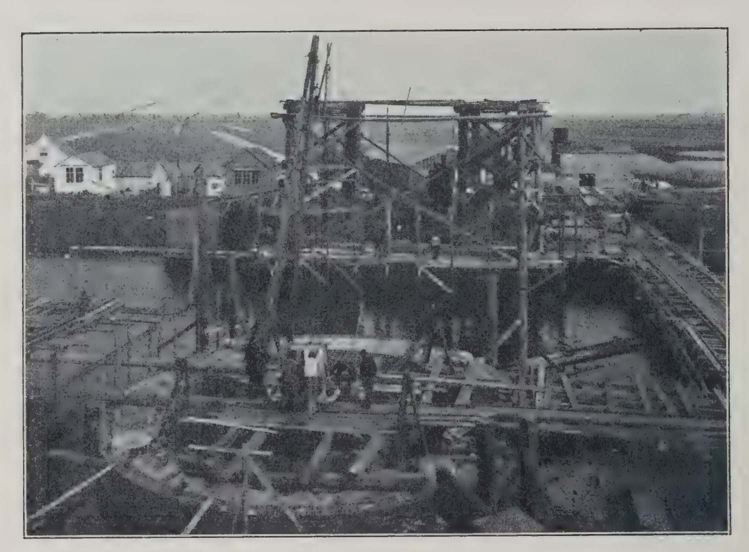


Abb. 319c. Drehpfeiler wird betoniert, Landpfeiler hängt noch.

Eine besondere Vorrichtung diente, um etwaigem schiefem Einsenken der Brunnen vorzubeugen. Zu diesem Zwecke wurden die Brunnen in vier Punkten mittels Stahlkabel und großer Takel an große Holzgerüste aufgehängt. Mit einem Ende waren diese vier Kabel an vier Winden befestigt, an deren Bandbremsen je ein Dynamometer angebracht war (Abb. 319b u. c).

Diese Dynamometer ermöglichten es, beim Senken der Brunnen zu jeder Zeit die Spannkraft in jedem der Kabel zu bestimmen, und bei auftretenden Differenzen konnte man also an der entsprechenden Seite des Brunnens die Ausgrabung so regeln, daß die Differenz wieder ausgeglichen und damit der Brunnen in senkrechter Stellung behalten wurde.

Auf diese Weise sind die Brunnen alle genau auf die erwünschte Stelle geraten (Abb. 319c).

b) Drei kleinere Brücken. Hier wurde, ungefähr auf der oben angegebenen Weise, je ein Brunnen für jede Brücke gesenkt (Abb. 320a). Diese wurde dann mit ihrem ganzen Unterbau auf den einzelnen Brunnen aufgezogen.

Die Abb. 320b zeigt einen solchen fertigen Bau (nur der eiserne Oberbau fehlt). Die Flügelmauern der Widerlager ruhen auf konsolenartig ausgekragten Betoneisenkörpern; dadurch konnten die Abmessungen der Brunnen sehr beschränkt werden, und wurde also eine sehr bedeutende Kostenersparnis erreicht.

Diese drei Brunnen sind im Querschnitt Rechtecke von bezw. 7,50 × 12, 7,50 × 12 und 6 × 12 m mit abgerundeten Ecken, während ihre Höhe bis zur Unterkante der Widerlager 14,20 m beträgt.

Nachdem die Brunnen die erforderliche Tiefe erreicht hatten, wurden dieselben mit magerem Beton angefüllt, der untere Teil unter Wasser, der obere Teil gestampft.

Eine weitere interessante Brunnengründung in Eisenbeton wurde bei der Brücke in Gori (Kaukasien) angewendet.[1])

[1]) Le Béton armé 1909, März, Nr. 129.

Eine großartige Verwendung hat der Brunnenbau bei den Bauten des Bahnhofes am Ende des Hudsontunnels in New-York, gefunden.[1]) 54 Brunnen aus Eisenbeton, 2,5 × 9 m im Grundriß, wurden längs der Umrißlinie des zukünftigen Bahnhofs versenkt. Diese bilden einen einheitlichen Betondamm bis auf den Felsgrund. Dort, wo sie dicht aneinandergereiht sind, bilden sie eine Mauer von 400 m Länge. Die Geschwindigkeit, mit der gearbeitet wurde, geht aus dem Beispiel hervor, daß ein Brunnen 13,8 m tief durch Schwimmsand und 4,8 m harten Ton in 11 Tagen abgesenkt wurde.

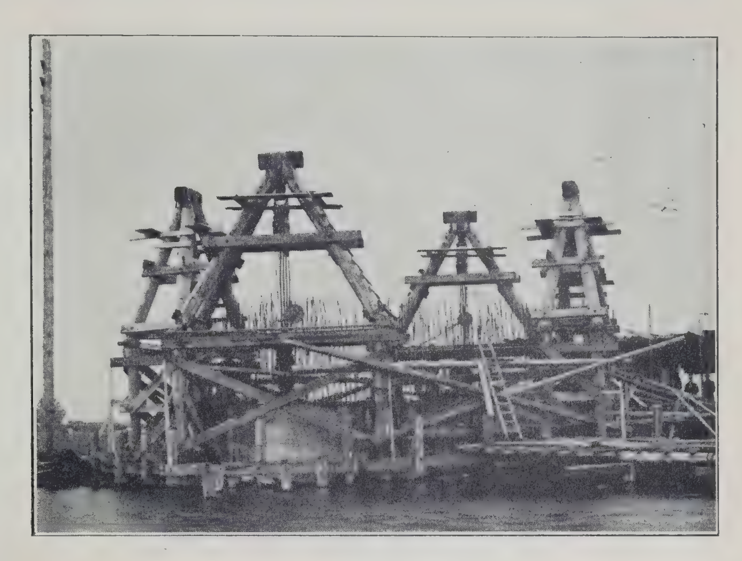
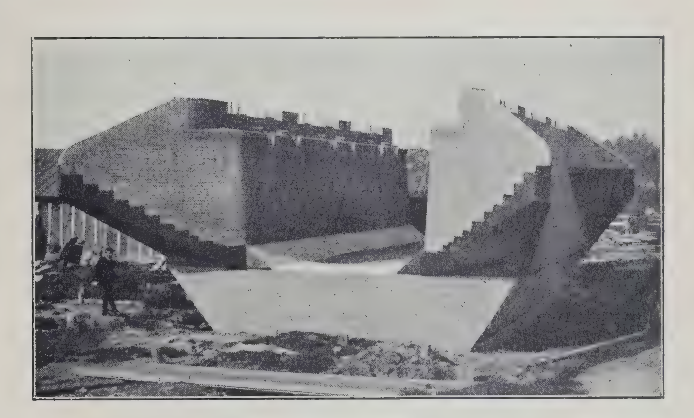


Abb. 320a.
Brunnen während des Senkens mit Gerüst und Winden.

Um die übrigen Säulen für das Gebäude nicht bis in die tragfähige Schicht verlängern zu müssen, wurden innerhalb des Gebäudeumrisses, noch vor den anderen Ausgrabungsarbeiten, kreisrunde Brunnen gleichzeitig mit den vorerwähnten Brunnen versenkt. Das war nötig, weil es zu lange gedauert hätte, bis man in der offenen Baugrube zu arbeiten hätte beginnen können. Nach dem vollständigen Versenken der Brunnen wurden sogleich die Säulen darüber errichtet. Diese nahmen dann die Decken auf, welche für die Mauern als Versteifung dienten, die nach dem Ausgraben der Baugrube einen großen Seitendruck auszuhalten hatten. Die Kellerausgrabungen reichten bis zur harten Tonschicht und nur an einer Stelle 6 m tiefer.



320b. Fertiger Unterbau.

Für die Säulen wurden 148 Brunnen versenkt (Abb. 321). Die größte erreichte Tiefe hierbei war 28,5 m unter Straßenniveau. 22 Brunnen wurden gleichzeitig versenkt. 97 Brunnen, 3,6 m Durchm., wurden zu einer mittleren Tiefe von 13,2 m in 6 Tagen versenkt; die größte Arbeitsgeschwindigkeit war die folgende: 78 Brunnen, 1,8 m Durchm., in 6 Tagen.

Bei den Bahnhofszufahrten waren die Fundierungsarbeiten bedeutend schwieriger. Die Zufahrten sind Tunnelerweiterungen des Flußtunnels bis zur Station, welche eine Gleisvermehrung zulassen, die in fünf Schilden getrennt bis an die Station reichen.

[1]) Cement Age 1908, April, S. 385.

Jede Straße mußte der ganzen Breite nach 13,5 m tief unterhalb des Kranzes ausgegraben werden, auf eine Entfernung von einem Block. Alle Unterpflasterbauten, Leitungen, Kanäle usw., mußten intakt bleiben, während der Verkehr auf der Straße aufrechtzuerhalten war.

Es wurde in offener Grube, 4,5 m tief, gearbeitet. Es mußten hölzerne Notstege errichtet werden, ferner die Leitungen unterfangen oder aufgehängt werden. Eisenbetonbrunnen, 6×10 m, wurden nebeneinander versenkt und nach Vollendung entsprechend gedichtet.

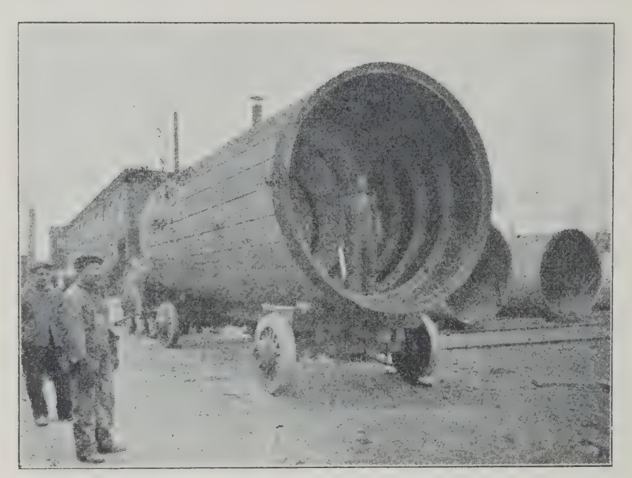


Abb. 321. Röhrenbrunnen, New-York.

Die Schilde für die Tunnels wurden abschnittweise in den fertigen westlichen Brunnen hinabgelassen. Die Tunnels sind kreisrund, Durchmesser 9,8 m. Da sie im Schwimmsand eingebaut sind, geschah dies mit Druckluft.

Es sei hier auch jener Anwendungen des Brunnenbaues gedacht, die anderen Zwecken dienen. Das sind Brunnen für Trinkwasserzwecke und Bergbau einschließlich Tunnelbau. Bezüglich einer ausführlichen Darstellung letzterer Anwendungen sei auf die betreffenden Abschnitte in diesem Bande verwiesen.

Brunnen, die für die Entnahme von Wasser dienen, müssen entsprechend dicht hergestellt werden. Es sind dies Maßnahmen, die im Handbuch für Eisenbetonbau, zweite Auflage, V. Band bei den Behälterbauten ausführlich Erwähnung finden.

Abb. 326 zeigt uns eine Ausführung bei der Edison Electric Co. in Santa Cruz, Kalifornien, die von einheimischen Arbeitern (Japui-Indianer) unter einem weißen Vorarbeiter ausgeführt wurde[1]) und die berufen sein wird, in der dort so wichtigen Frage der Bewässerung aus dem Grundwasser eine wichtige Rolle zu spielen. Die Abb. 322 zeigt das Hochziehen der Formen, nachdem der Brunnen bis zur Terrainhöhe herabgesenkt worden war. Derselbe ist zylindrisch, hat 2,4 m Durchm., wurde in Abschnitten von 90 cm Höhe erbaut und als offener Brunnen durch Aushub hergestellt. Der Beton ist unten 27,5 cm stark, oben, in der Höhe von 5,4 m, nur 20 cm und von dort aus konstant.

Der Schuh besteht aus 5 cm-Brettern, in Segmente gesägt und aneinander befestigt. Die äußere Ecke ist durch Winkeleisen verstärkt und mit Schrauben befestigt.

Es ist sowohl lotrechte als Ringbewehrung vorhanden. Die lotrechten Stäbe sind 12 mm-Quadrateisen. Sie sind im Schuh verbolzt. Die Ringbewehrung besteht aus alten Kabeln, 9 bis 18 mm Durchm., in Abständen von 30 cm. Die Enden sind überlappt und mit Draht verbunden in den ersten Ringen: aber darüber hinaus ist das Kabel spiralförmig gewunden.

Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5. Vor dem Versenken der ersten drei Ringe wurden diese acht Wochen lang erhärten gelassen.

---

[1]) Cement Age 1908, Oktober.

Wenn der Brunnen aus dem Lot geriet, konnte er mit Leichtigkeit durch Untergrabung der höheren Seite lotrecht eingerichtet werden. Zwei Pendel wurden diametral zur Kontrolle angebracht.

Siehe auch den Vorschlag von Bleibinghaus, Beton u. Eisen 1909, Heft XIII, S. 317.

Abb. 322 a.

Ein weiteres Beispiel dieser Art in Eisenbeton ist der in der Abb. 323 dargestellte Senkbrunnen, von dem 25 Stück auf der Eisenbahn Bologoje — Polotzk für Wasserstationen von der Baugesellschaft Eisenbeton in Petersburg ausgeführt worden sind.

Hier ist auch der Platz, den von der Firma Wayss u. Freytag ausgeführten Brunnen in Eisenbeton für die Basinger Papierfabrik zu er-

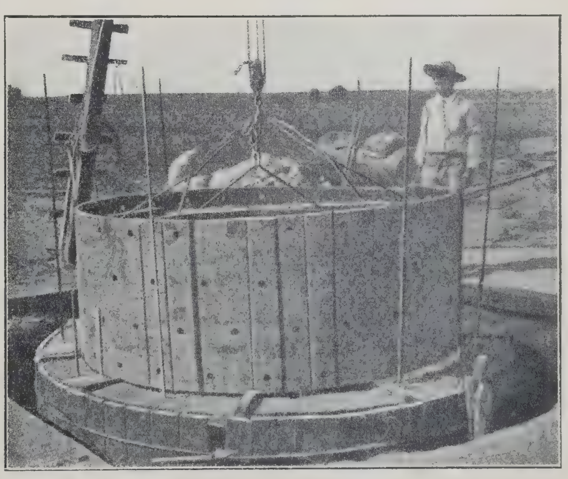


Abb. 322 b. Aufziehen der Formen.

wähnen;[1]) weiter den Quellschacht, 10 m im Durchmesser, 10 m hoch, 9 m unter Hochwasser, der neuen Selterser Mineralquelle Biskirchen, ausgeführt von der Frankfurter Betonbaugesellschaft; den Tiefbrunnen der städtischen Wasserwerke in Urfahr von N. Rella u. Neffe, worüber folgende Angaben vorliegen.

Das Wasserwerk der Stadt Urfahr wird mit Grundwasser versorgt. Da der Grundwasserspiegel, je nach der Jahreszeit, 10 bis 15 m unter Terrain liegt, ist die Sohle des Maschinenhauses 8 m unter Terrain gelegen und dasselbe brunnenartig mit 8 m Durchm. und einem Aufbau über Tage mit Glasdach ausgeführt.

Der Brunnen, aus welchem das Wasser hochgepumpt und in das Hochreservoir gedrückt wird, ist mit einem kuppelförmigen Raum überdeckt und vom Terrain 17 m tief. Länge der Brunnenröhre 9,80 m, Durchmesser 3 m, Wandstärke 45 cm im Mittel und schwach bewehrt. Die Brunnenrohre wurden über einem eisernen Kranz in zwei Stücken hergestellt und mittels Dampfgreifbagger in 12 Tagen im mittelgroben Donaukies abgesenkt. Über die Schachtherstellung siehe Kapitel Bergbau; dorthin gehört auch die Schachtausfütterung in Eisenbeton zum Zwecke der Gründung der Theater in Bern.[2])

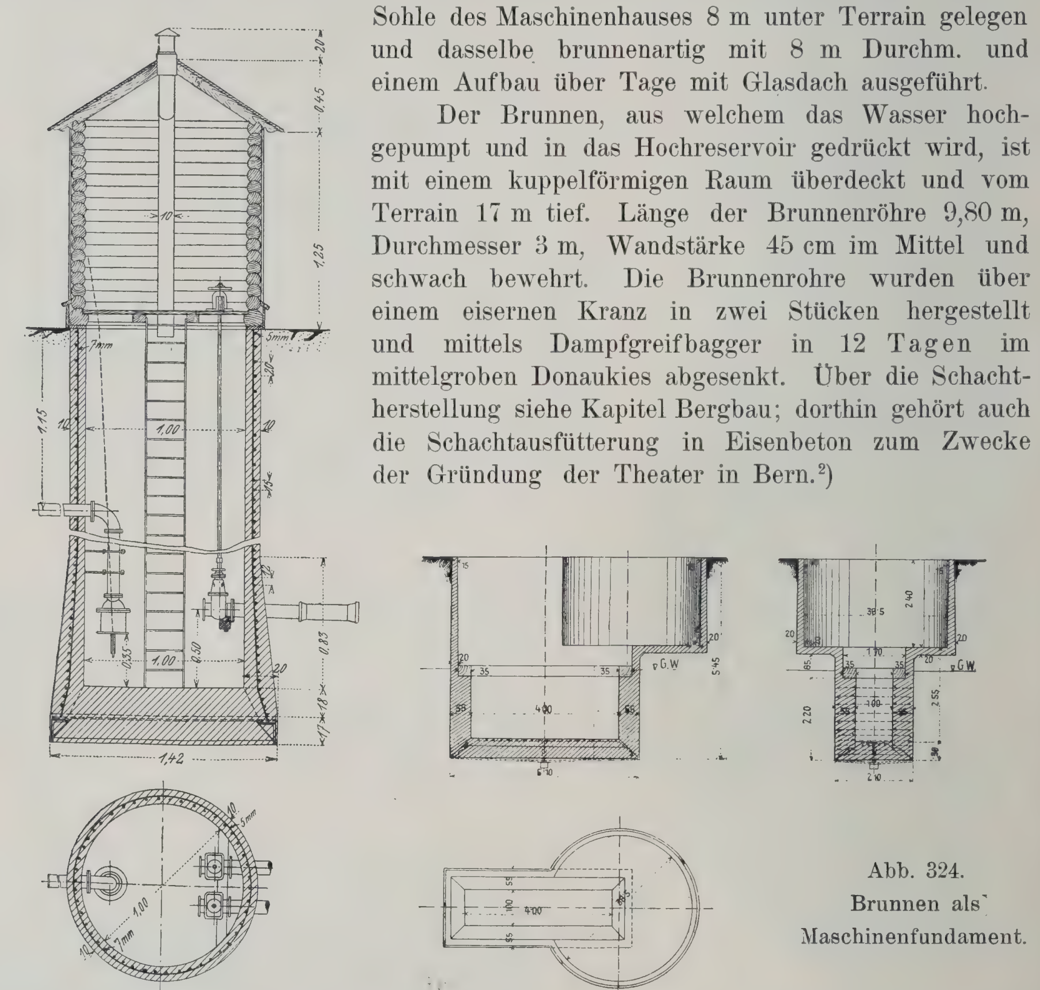


Abb. 324. Brunnen als Maschinenfundament.

Abb. 323. Brunnen für Wasserstationen.

Derartige Brunnen werden auch ausgeführt, sobald es sich darum handelt, Maschinen in tiefer Lage vor dem Zufluß von Grundwasser zu schützen, wie die Abb. 320, ein Beispiel dieser Art vom Ingenieur Deimling in Hamburg, vorführt, das als Fundament für eine Nietmaschine dient. Der Brunnen aus Eisenbeton hat gegenüber den anderen Materialien die Vorteile leichter Formgebung, dies erleichtert die Wahl eines für den Zweck gerade hinreichenden Gewichtes, einer außen glatten Oberfläche und eines inneren festen Zusammenhangs, was im Falle von Schief-

[1]) Beton u. Eisen 1903, S. 234.

[2]) Siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 20, Abb. 38; ausführlich: Simon, Schweiz. Bauztg. 1900, S. 65.

stellen beim Absenken besonders wertvoll ist. Die Bewehrung braucht gewöhnlich keine starke zu sein.

Bei den meisten bisher erwähnten Fällen ist der Brunnenkörper an Ort und Stelle betoniert worden. Es wäre noch auf die Ausführungen aufmerksam zu machen, in welchen der Brunnen aus fertigen Betonstücken zusammengesetzt wird.

Wir haben eingangs bereits eines Beispiels Erwähnung getan, in welchem ein ganzes fertiges Rohr versenkt wurde. Es kann dies auch aus einzelnen Ringen bestehen. Die Form des Brunnens kann jedoch vollständig dem aufgehenden Bauwerk angepaßt werden, wie aus dem folgenden Beispiel, der Brücke über den Foyle-Fluß, ersichtlich.[1])

Die Brücke (Abb. 325a) ist eine gewöhnliche Gitterträgerbrücke mit einer Mittelöffnung von 50 m und zwei solchen von je 20 m Lichtweite. Die Strompfeiler sind auf Senkbrunnen aus Eisenbeton gegründet, die bis zu dem etwa 6,5 m unter Mittelwasser liegenden tragfähigen Baugrunde gesenkt wurden.

Die Brunnen setzen sich aus einzelnen, je 2,45 m hohen Teilen zusammen, von denen der untere, den Brunnenkranz bildende Teil in Abb. 325b u. c dargestellt ist. Die einzelnen Teile wurden am Ufer in Holzschalung aus Eisenbeton hergestellt und nach einer Erhärtungszeit von vier Wochen mittels eines Kranes gehoben und versenkt. Als Führung für die oberen Stücke dienten sechs im Brunnenkranz einbetonierte, senkrecht stehende, im Grundriß (Abb. 325c) mit × bezeichnete Eisen, die so lang waren, daß ihr oberes Ende aus dem Wasser hervorragte. Die oberen Brunnenteile, in denen Löcher zum Durchlassen der Eisen ausgespart waren, wurden mittels des Kranes (Abb. 325a) genau über die Eisen geschwungen und dann heruntergelassen, auf welche Weise die einzelnen Stücke genau übereinander zu liegen kamen. Das Gewicht der einzelnen Stücke betrug 7 bis 8 t. Die Bewehrung bestand durchweg aus Rundeisen von 15 mm Durchm. Der Beton wurde aus 1 Teil Portlandzement und 4 Teilen Kies bereitet.

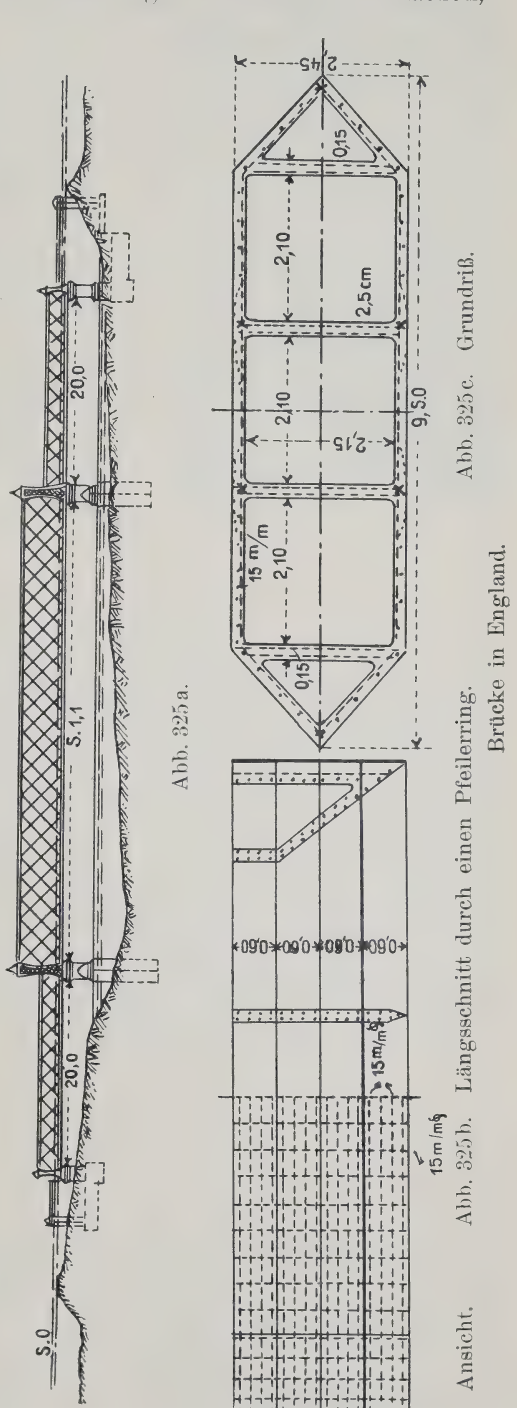


Abb. 325a.

Abb. 325c. Grundriß.

Ansicht. Abb. 325b. Längsschnitt durch einen Pfeilerring.

Brücke in England.

[1]) Beton u. Eisen 1907, S. 221 oder Engineering 1907, S. 615.

Um möglichst dichtes Aufeinanderliegen der einzelnen Brunnenstücke zu erzielen, wurde die obere Seite eines jeden Stückes mit einer Nut, die untere Seite mit einer keilförmigen Feder versehen. Beim Versenken der Teile wurde die Nut mit Zementmörtel, der wurstförmig in

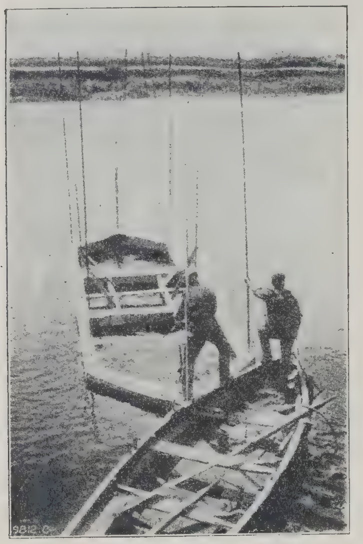


Abb. 325 d.

Abb. 325 e.

Abb. 326.

Wohn- und Geschäftshaus in Bremen.

Leinwand eingebunden war, ausgefüllt. Beim Versenken des oberen Teiles drang die Feder in den Zementmörtel hinein und bildete eine Fuge, die sich als ziemlich wasserdicht erwies. Zur Herstellung dieser Fundierung waren keinerlei Gerüste erforderlich. Ihre Kosten stellten sich um die Hälfte billiger, als wenn eiserne Sinkkasten verwendet worden wären.

Die Abb. 325d stellt den Bau während der Ausführung dar, Abb. 325e die Versenkung der Ringe.

Die Zusammensetzung des Brunnens aus einzelnen Teilen kann nach allen den verschiedenen Methoden geschehen von Breil, Nast u. a., wie wir sie in den Kapiteln des Berg-, Schornstein- und Behälterbaues erörtert vorfinden. Wir wollen hier nur noch eines Beispiels gedenken.

Es betrifft die Abb. 326, eine von C. Brandt ausgeführte Gründung des Hauses Autopalast in Bremen mit Brunnen, die aus einzelnen Kunststeinen zusammengesetzt wurden, ähnlich wie dies im Schornsteinbau üblich ist.

2. Kastengründung.

Über diese unten geschlossenen Hohlkörper, die je nach Bedarf direkt auf dem eingeebneten Boden oder auf einem Pfahlrost aufsitzen, finden sich eingehende Beispiele in dem nächsten Abschnitte, insbesondere bei den Kai- und Hafenmauern vor. Der in der ersten Auflage dieses Werkes erwähnte Vorschlag des V. St. Genieoffiziers Judson (Abb. 329) ist von demselben inzwischen vielfach in die Praxis übersetzt worden. Wir verweisen hierzu auf seinen ausführlichen Vortrag in der Western Society of Engineers, Chicago[1] „Eisenbetonkasten, ihre Entwicklung und ihr Gebrauch für Wellenbrecher, Landungsstege usw.", die dieser kleinen Frage den Charakter eines Sondergebiets geben, das in allen Einzelheiten selbst ein Handbuch für sich nötig hätte. Übrigens sind gleichzeitig und vielfach früher ähnliche Arbeiten dieser Art in Europa ausgeführt worden. Wir verweisen auf die Gründung der Drehbrücke im Alten Hafen in Cuxhaven[2] und den Schwimmblock in Port Said.[3] Die Abb. 327 stellt den Bauplatz bei der Herstellung von Wellenbrechern im Schwarzen Meer dar, die von Ingenieur Piatnitzky ausgeführt worden sind. Bezüglich der Wellenbrecher in Buffalo siehe Concrete Nr. 7, Juli 1908. Bezüglich der Mole im Manchester-Schiffkanal gibt uns Abb. 328a eine Ausführung der Schwimmkörper. 328b zeigt die Art des Versetzens.[4]

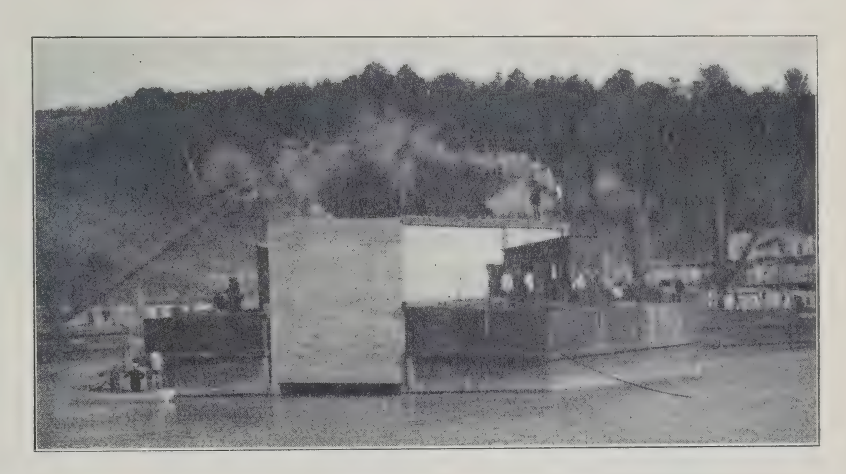
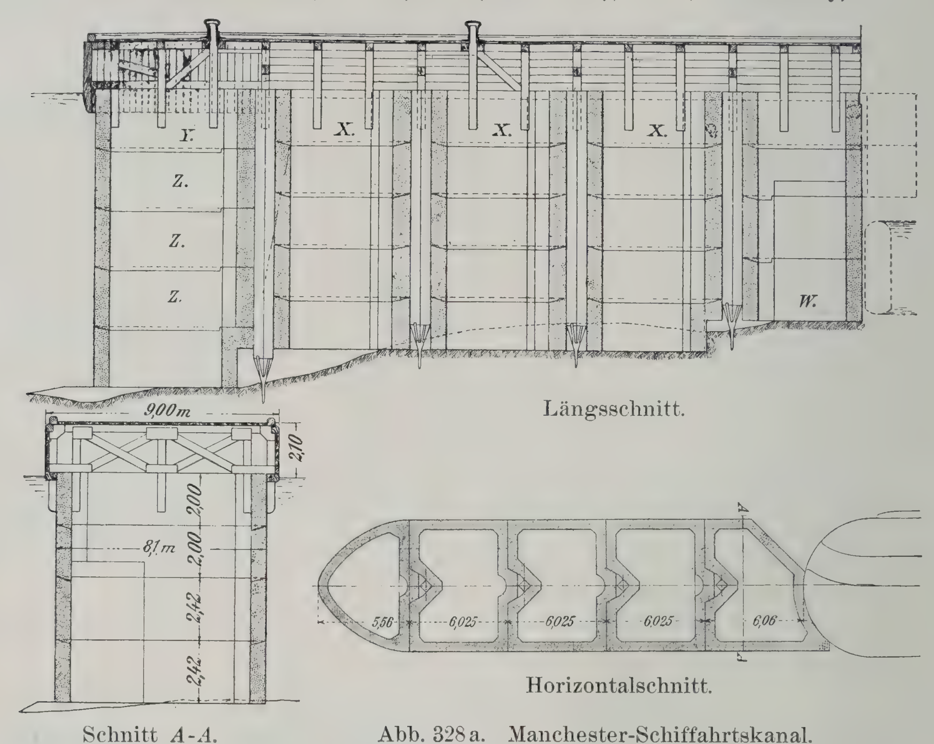


Abb. 327. Schwimmkörper im Schwarzen Meer.

[1]) Journal of the Western Society of Engineers 1909, August, S. 533 oder Eng. News 1909, 8. Juli.
[2]) Deutsche Bauztg. 1908, S. 604.
[3]) Beton u. Eisen 1909, Heft V, S. 109.
[4]) Concrete and Constr. Eng., London 1909, S. 33.

Im IV. Band der zweiten Auflage Abb. 175 u. 297 (Zee-Brügge), 177 (Barcelona), 179 (Touapsé), 184 (Algoma), 185 (Hyères), 227 (Rotterdam), 305 (Norresundby), 182 u. 307



Längsschnitt.

Schnitt A-A.

Horizontalschnitt.

Abb. 328a. Manchester-Schiffahrtskanal.

(Talcahuano) und als eine der älteren auf Abb. 312 (Passau). Judson hat mit seinem weitestgehenden Vorschlage (Abb. 329), der die Übereinanderstellung von Schwimmblöcken vorsieht, noch keine größere Ausführung gefunden. Abb. 330a u. b stellen einen kleinen Leuchtturm in Sydney während des Baues dar,

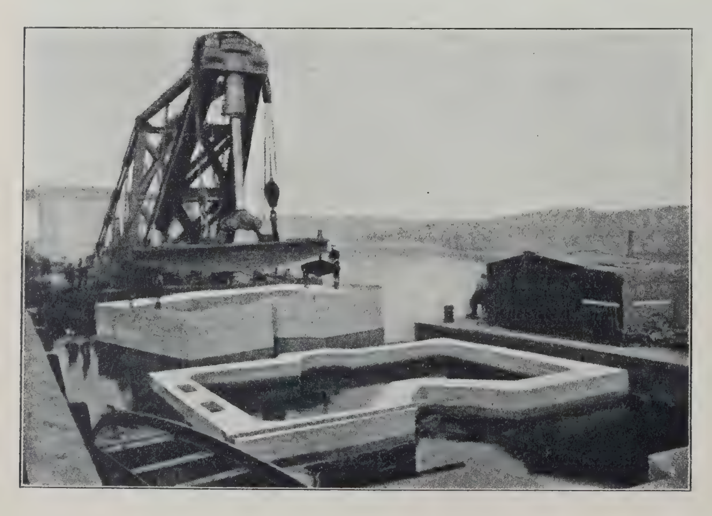


Abb. 328b. Manchester Schiffahrtskanal.

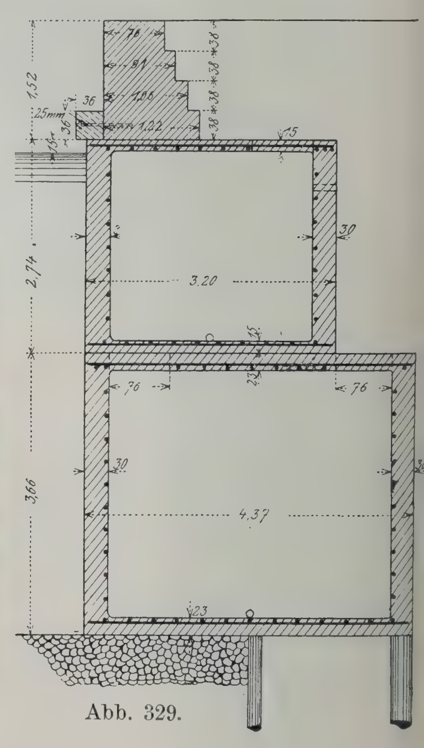
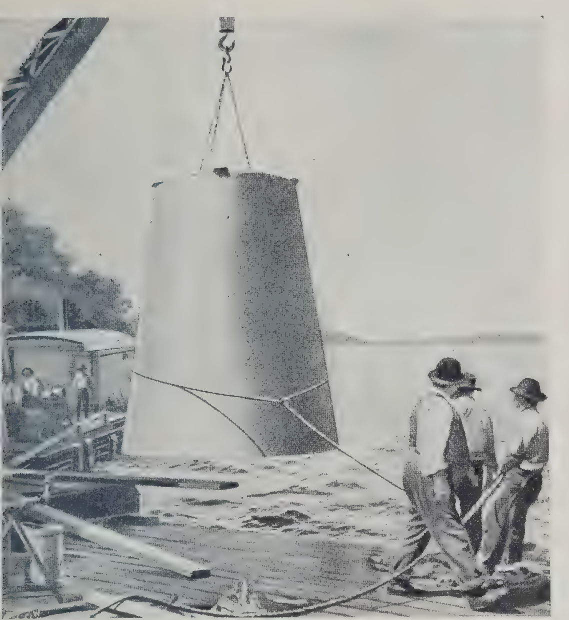
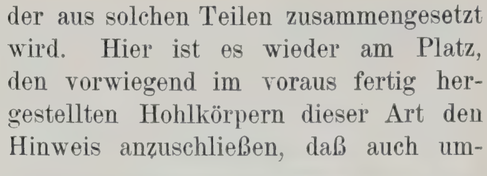


Abb. 329.





der aus solchen Teilen zusammengesetzt wird. Hier ist es wieder am Platz, den vorwiegend im voraus fertig hergestellten Hohlkörpern dieser Art den Hinweis anzuschließen, daß auch um-

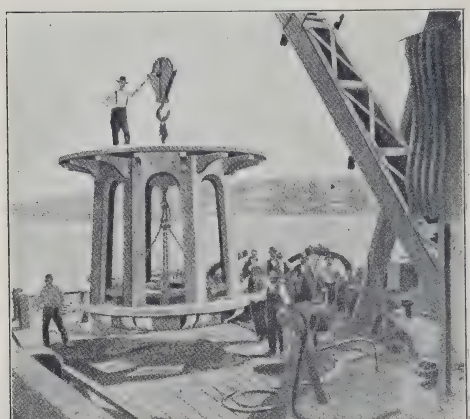


Abb. 330a. Leuchtturm in Sydney. Abb. 330b.

gekehrt die Herstellung an Ort und Stelle möglich ist, wie dies die Beispiele Abb. 118, 121, 122 u. 136 u. a. m. desselben Bandes, Abschnitt Mauerwerksbau, beweisen. Weiter sei noch eine Anwendung als Beispiel herausgegriffen, weil in diesem Fall der Boden des Hohlkörpers erst nachträglich geschaffen wurde, die Brücke über die Maas bei Rouillon. Dieselbe besteht aus drei Bogen von 38, 42, 38 m Spannweite (Abb. 331a). Bei der Brücke sind drei verschiedene Methoden der Fundierung angewendet worden. Die beiden Widerlager wurden mit Grundstößeln auf 11 Betonpfeiler gestellt, deren jeder 4 R.-E. 20 mm erhalten hat, die etwa 2 m in das Widerlager hineinreichen. Der eine Pfeiler wurde auf eine Betonplatte fundiert, die mit dem Pfeiler durch 10 R.-E. 20 mm verbunden ist, der andere Pfeiler wurde mittels eines Senkkastens aus Eisen-

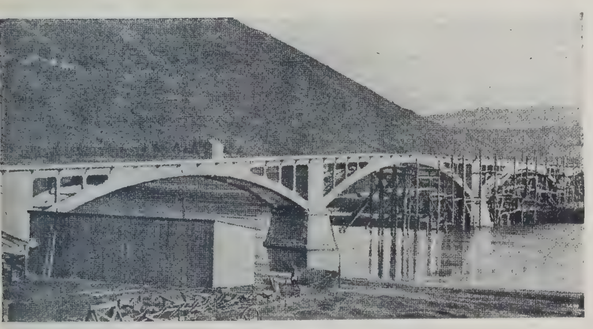


Abb. 331a.

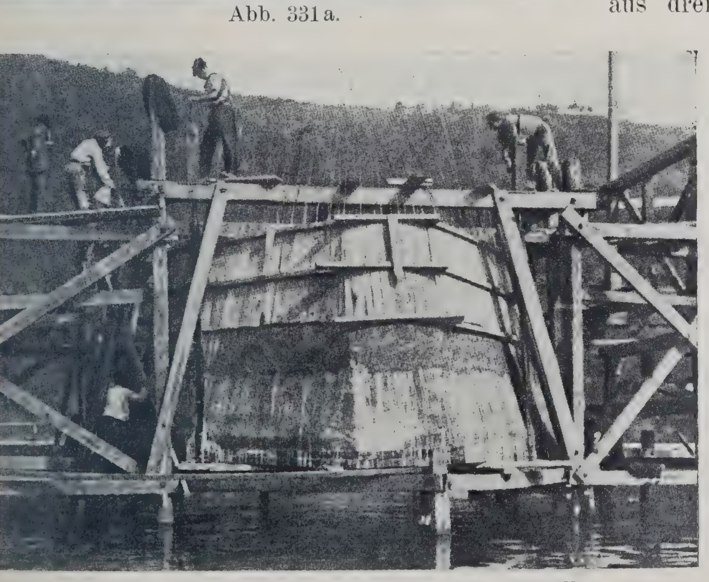


Abb. 331b. Brücke über die Maas bei Rouillon.

beton hergestellt (Abb. 331a). Derselbe hat eine 20 cm Betonwand, bewehrt mit einem Netz von 8 mm-Eisen, die durch vier Querträger entsprechend versteift worden ist. Seine gesamte Höhe beträgt 5,20 m, die innere Öffnung ist unten 10,5 bis 6,5, oben 8 bis 4 m. Sein Gesamtgewicht hat 85 t betragen. Seine Herstellung geschah auf einem Floße oberhalb der Baustelle, und es wurde derselbe, nachdem seine Unterlage sorgfältig mit Hilfe von Betonsäcken geebnet worden war, mittels 8 Winden herabgelassen (Abb. 331b). Diese Versenkung geschah in zwei Absätzen, so zwar, daß, wie im Bilde ersichtlich, der obere Teil des Senkkastens noch nicht hergestellt ist. Nach vollständiger Absenkung wurde eine 1 m hohe Betonschicht eingebracht und nach 8 Tagen das Wasser ausgepumpt und die Ausfüllung vollendet.

3. Luftdruckgründung.

Die zu diesem Vorgang nötigen Hohlkörper mit einem oberen Verschluß und Luftschleuse sind lange Zeit in Nordamerika nur aus Holz, hierzulande nur aus Eisen hergestellt worden. Die Vorteile eines mit Eisen bewehrten Mauerwerks sind lange nur in der Weise gewürdigt worden, wie sie im Brunnenbau erwähnt worden sind. Erst in der letzten Zeit hat man sich bei den Sonderunternehmen für Luftdruckgründung von der alten Praxis loszulösen versucht, freilich auch hier, wie ja schließlich bei jedem neuen Gebrauch, mit anfänglichen Mißerfolgen.

Die Entwicklung lag um so näher, als das Eisen sich, abgesehen von seinem hohen Preise, wegen seines geringen Gewichtes für diese Bauweise so wenig eignete, daß ein derartiger Caisson erst stark belastet werden muß, um das für die Versenkung

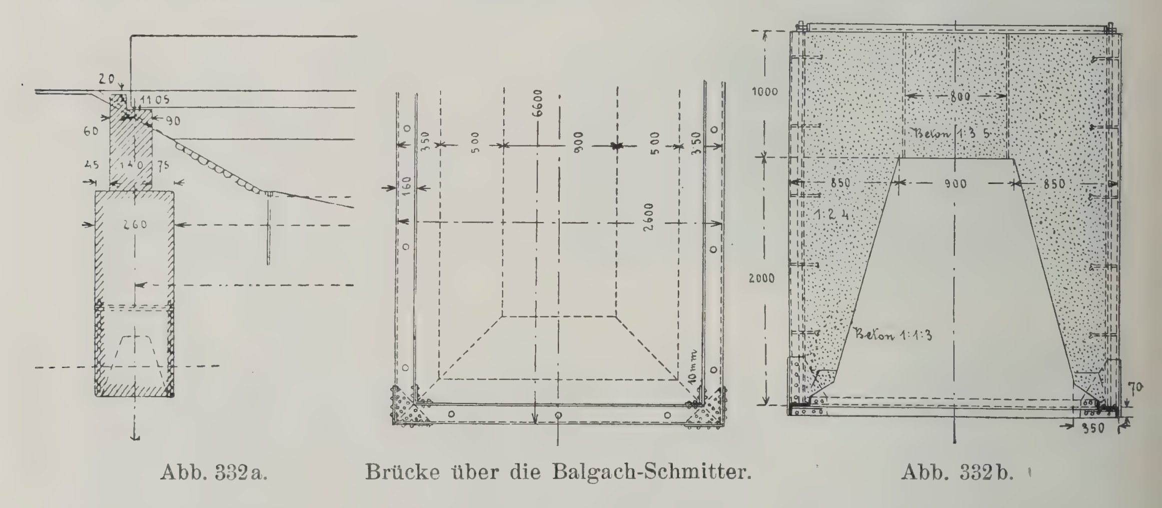


Abb. 332a. Brücke über die Balgach-Schmitter. Abb. 332b.

notwendige Gewicht zu erhalten. Er besitzt nur den großen Vorteil, selbst hohe Inanspruchnahmen ohne eine Zerstörung zu ertragen. Die Herstellung in Eisenbeton hat sich durch die Anbringung eines oberen Abschlusses wie bei einem gewöhnlichen Brunnen von selbst ergeben. Es bedurfte nur einer entsprechenden Bewehrung, die, vom Brunnenkranz ausgehend, die Seitenwände und die Decke zu einem organischen Ganzen verbunden hat. Diesbezügliche Ansätze finden sich wiederholt vor, insbesondere in früheren Arbeiten von Zschokke,[1]) die hier zu wiederholen zu weit führen würde. Einen derartigen Bau zeigt uns auch die Brücke bei Balgach-Schmitter. Der eine Pfeiler, der auf dem Bilde zunächststehende, wurde auf einer Betonplatte fundiert, die mit dem Caisson, von der die Abb. 332b weitere Details gibt. Abb. 332c zeigt die Eingerüstung für den Guß eines solchen Caissons.[2])

[1]) Siehe Handbuch der Ingenieurwissenschaften.
[2]) Hilgard. Transact. Soc. C. E. 1904. St. Louis Congresspaper 63.

Bei den sibirischen Eisenbahnen (Abb. 333) ist nach den Plänen des Ingenieurs Lentowsky eine Reihe von Caissonbauten aufgeführt worden.

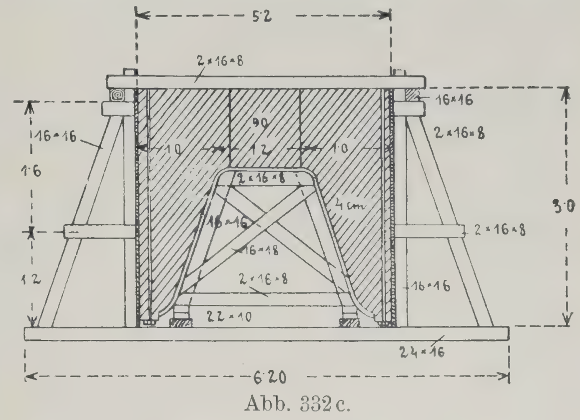


Abb. 332 c.

Eine typische Form für kleine Caissons führt uns ein Fall vor, der bei dem Bau einer Reihe von Straßenbrücken für die rumänischen Staatsbahnen über die Prahova in Anwendung kam (Abb. 334). Die Caissons hatten bis 2 m Schutt und bis 4,50 m mit großen Steinblöcken untermischtes Geröll zu durchsetzen. Um diese Hindernisse zu beseitigen, waren im Durchschnitt für jeden Caisson 40 Patronen Dynamit zu 100 g nötig. Trotz dieser Schwierigkeiten wurde diese Arbeit erfolgreich zu Ende geführt, und es ist wichtig hervorzuheben, daß sie von dem Unternehmer Pellerin auf eigene Gefahr als die ihm am billigsten scheinende Arbeit gewählt wurde.[1]) Ein Beispiel in Verbindung mit einer Turbinenkammer siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 372, Abb. 28.

Weiter wäre noch eine Ausführung bei einer Brücke in der Stadt Krakau zu

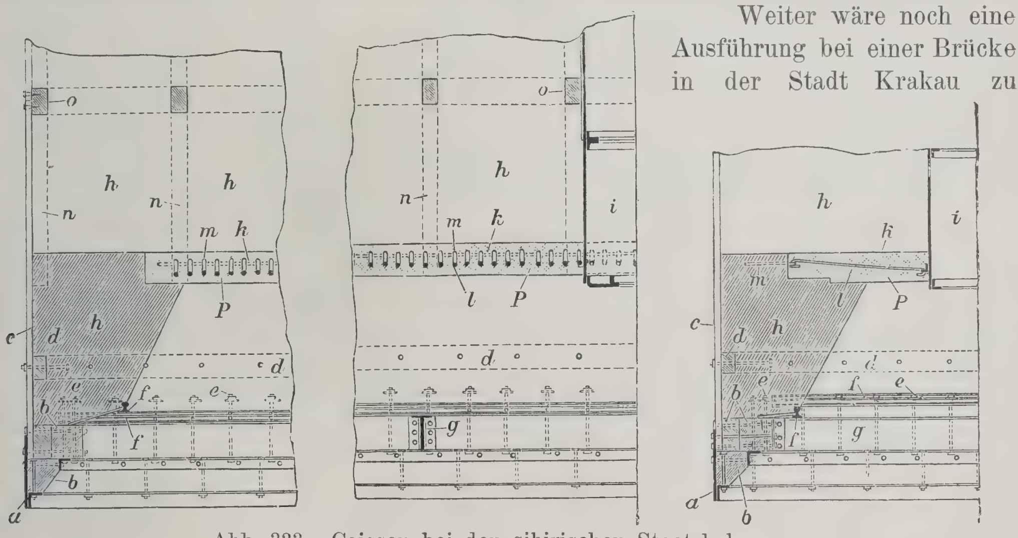


Abb. 333. Caisson bei den sibirischen Staatsbahnen.

erwähnen. Der Grundriß der Caissons war 16,8 auf 5,4 m. Die Eisencaissons nach dem ursprünglichen Projekt enthielten 31,8 t Eisen, während so nur 10,6 t Eisen nötig waren. Die Ersparnis für 1 Caisson betrug 12 000 Mark.[2])

Als der neueste Bau dieser Art verdienen die Uferpfeilercaissons der Ferdinandsbrücke in Wien Beachtung, von welchen die Abb. 335 Pläne darstellt.

Die Hauptausmaße des Caissons sind die folgenden:

Länge	24,00 m
Breite	10,50 m
Höhe der Arbeitskammer	2,15 m
Grundfläche	251,52 m²
Umfang	67,71 m

[1]) Beton u. Eisen 1907, Heft III. [2]) Przeylad Technickny, Krakau 1910, S. 113.

Das Eigengewicht des fertig montierten Caissons erreicht

a)	Konstruktionseisen	480,0 t
b)	Bewehrung s. Bügel	420,0 t
		900,0 t

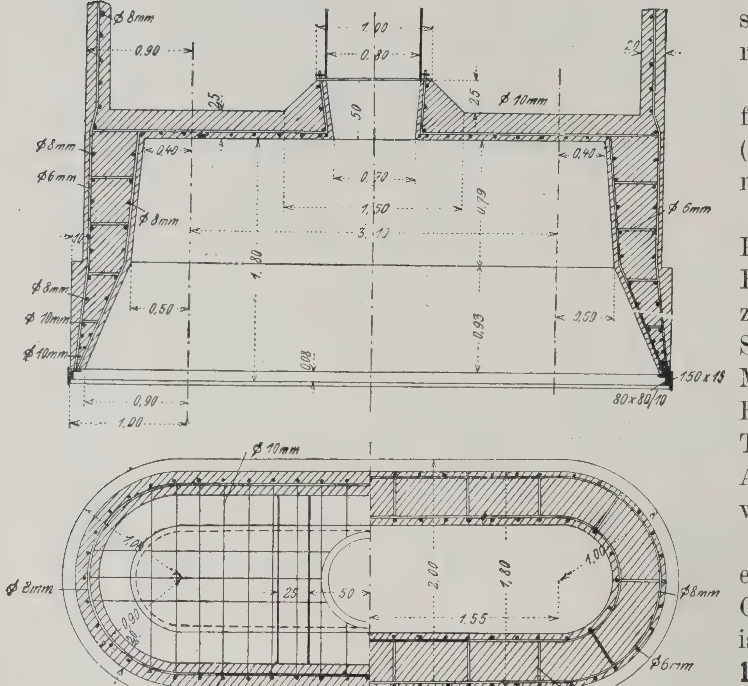


Abb. 334. Caisson bei den rumänischen Staatsbahnen.

somit für 1 m² Basisfläche rund **360** kg.

Das Gesamtgewicht des fertig ausbetonierten Caissons (1,30 m Plafondstärke) ermittelt sich zu 970 t.

Die Konstruktion ist eine Kombination aus Eisen und Eisenbeton. Erstere dient zur sicheren Verankerung der Schneide, Versteifung der Mantelbleche, Befestigung der Einsteigschächte und als Traghilfskonstruktion beim Ausbetonieren der Seitenwände.

Die Inanspruchnahmen erreichen die zulässigen Grenzwerte. Zur Ausführung ist eine Betonmischung von **1 : 4** angewendet worden.

Abb. 345a. Ferdinandsbrücke in Wien. Längenschnitt.

In der Berechnung wurde das Vorhandensein des Eisengerippes als solches zwar nicht berücksichtigt, aber der nutzbare Querschnitt der Winkeleisen des Untergurtes der Träger ist bei Ermittlung der Querschnittsfläche der Bewehrungseisen in Rechnung gezogen worden.

Die Betonierung des Caissons kann der großen Masse wegen (etwa 400 m³) nicht in einem Zuge erfolgen, sondern würde so vorgenommen werden, daß vorerst die

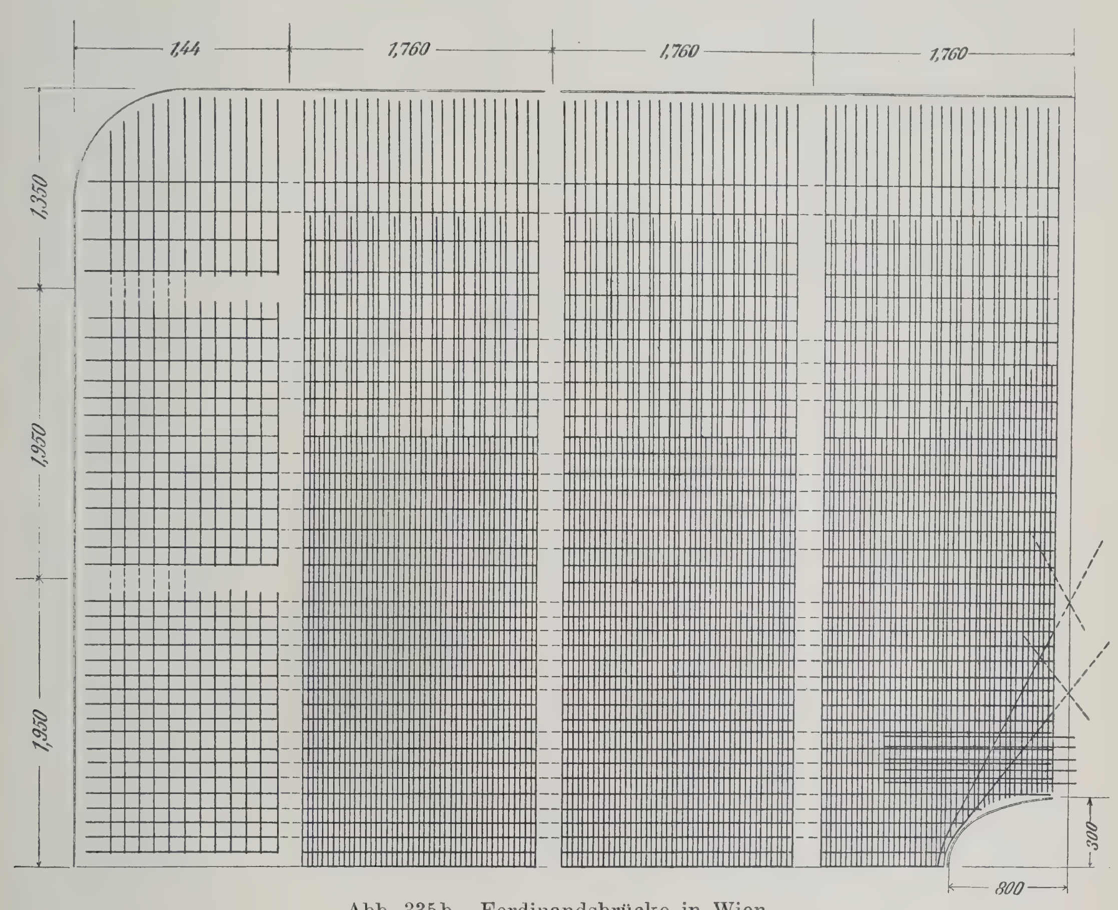


Abb. 335b. Ferdinandsbrücke in Wien.

Strebenwände bis Plafondhöhe betoniert werden und hierauf die Einbringung der Bewehrung für den Plafond folgt, dessen Betonierung etwa drei Tage in Anspruch nehmen wird. Dabei soll der Beton in Ringen vom Umfang aus gegen die Mitte zu eingebracht werden.

Zu Zwecken der Betonierung wird ein Schalungsgerüst in der Arbeitskammer des Caissons aufgestellt, welches nach fünf bis sechs Wochen Erhärtungszeit des Betons durch Untergrabung so lange gesenkt wird, bis die einsinkende Schneide den Auflagerdruck übernimmt. Wegen der nachträglich sich ergebenden Vertiefung um 17 m ist diese Arbeit derzeit noch nicht beendet.

Der größte Bau dieser Art ist das von Zschokke entworfene neue Dock bei Cadix (San Fernando) in Spanien, von dessen Anordnung und Umfang uns die Abb. 336 einen Begriff gibt. Der dort verwendete Caisson war 22,5 m lang, 7 m breit und 2,20 m

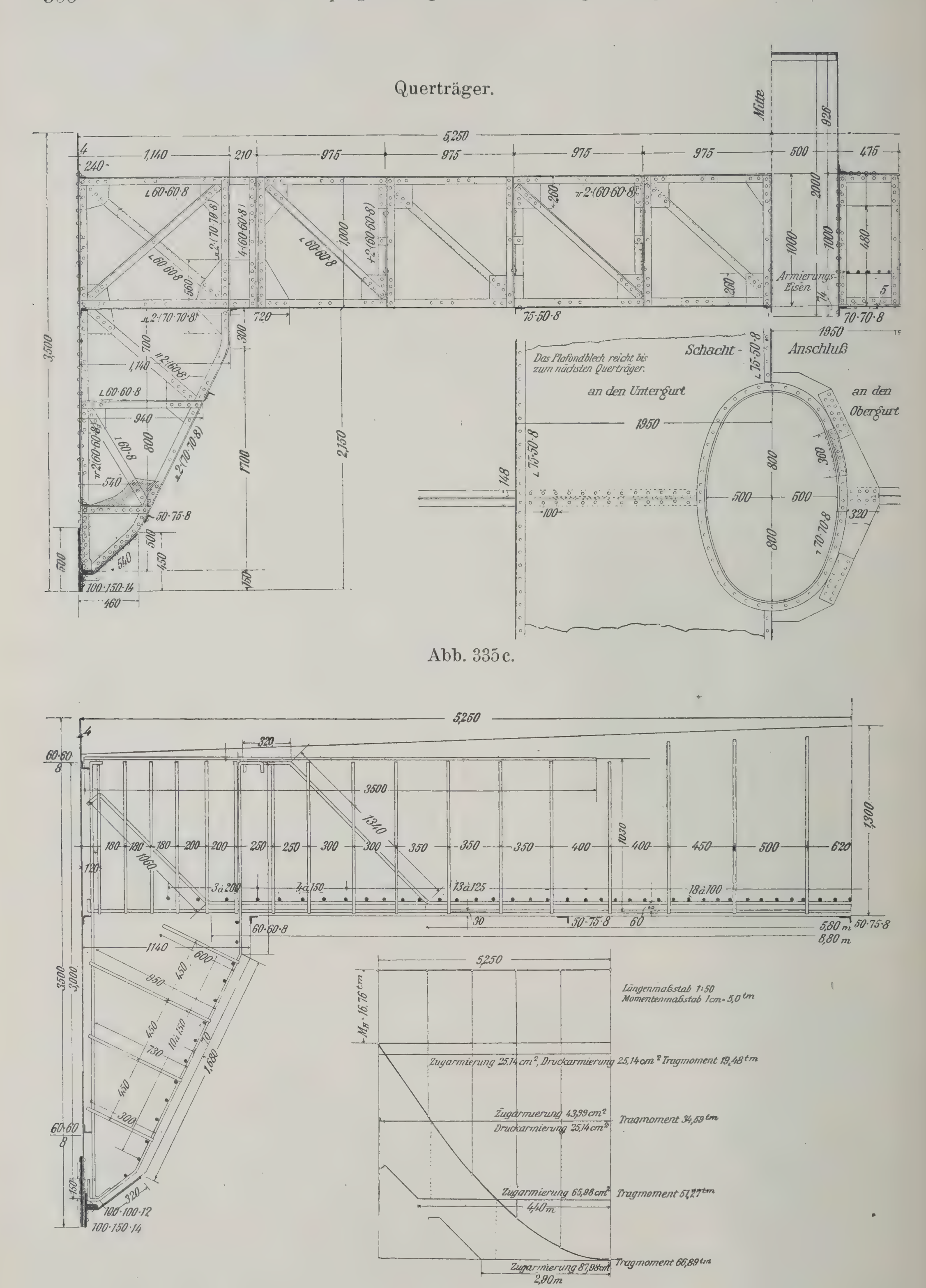


Abb. 335c.

Abb. 335d. Ferdinandsbrücke in Wien.

hoch und hatte vier Einsteigeschächte. Decke wie Seitenwände waren als Rippenplatten ausgebildet, die Ecken und die Schneide durch besondere Balken verstärkt. Der Berechnung lag eine Annahme der Nutzlast von 4 t für 1 m² auf der Decke und 5 t für 1 m² auf den Seitenwänden zugrunde, auf Grund welcher Annahme die ganze Rechnung durchgeführt ist. Auch wurde der Fall berücksichtigt, daß der Caisson auf

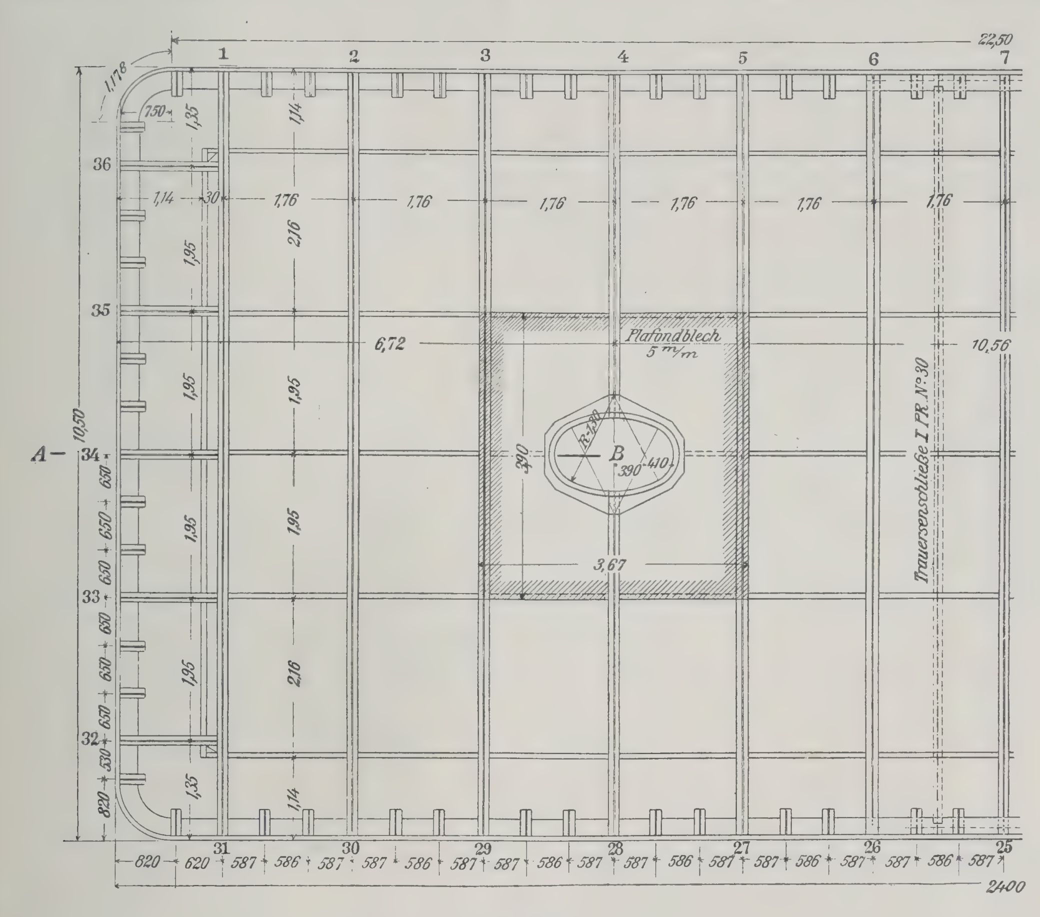


Abb. 335e. Ferdinandsbrücke in Wien.

einen Stein oder sonstigen Widerstand stößt, so daß eine Hälfte frei aufliegt. Für alle diese Möglichkeiten ist eine vierfache Sicherheit zugrunde gelegt worden.

Bezüglich der Bauherstellung liegt folgender Bericht der ausführenden Firma Froté u. Westermann vor:

Der aus Winkeleisen mit Bandeisenverlaschung bestehende Schuh des Caissonfußes wurde am Orte der Errichtung auf parallellaufenden Brettern montiert, die ihrerseits auf Querschwellen ruhen, welche etwa 40 bis 50 cm voneinander entfernt waren und so den Druck auf eine möglichst große Fläche des schlechten Baugrundes verteilt haben. Dann wurden die senkrechten Eckbleche an den vier Ecken angenietet (in den Abbildungen nicht angezeigt). Sie haben den Zweck, nicht nur eine gute Verbindung mit dem auf dem Caisson später anzubringenden Mauerwerk herbeizuführen, sondern auch die Ecken des Caissons zu schützen, welche sonst leicht Beschädigungen ausgesetzt sind, indem auch vom besten Beton bei der unvermeidlichen Behandlung an solchen Ecken doch zu leicht Stücke abspringen. Die Eckbleche besitzen sich kreuzende Verankerungsbolzen.

20*

Die genaue senkrechte Stellung der Eckbleche wurde im Laufe der Herstellung wiederholt nachgesehen und Unzukömmlichkeiten, die sich infolge Unterlassung dieser Vorsichtsmaßregel beim Bau des ersten Caissons zeigten, später vermieden.

Zuerst wurden rings um den Fuß, sowie auch innerhalb, Bretter bis zu einer Höhe von 25 cm aufgestellt. Auch für diese Bretter gilt das für die Eckbleche Gesagte, sie sollen möglichst senkrecht stehen. Auf diesen Umstand kommt sehr viel an, da die Stellung des ganzen übrigen Verschalungssystems unter hier gemachten Fehlern leidet. Derartige Fehler sind um so leichter zu vermeiden, als die die Verschalung des Fußes bildenden Bretter mittels Latten an den Querschwellen sehr gut fixiert werden können. Nachdem dies geschehen war, wurden die großen Formkasten auf den am inneren Fußverschalungsbrett bezeichneten Stellen aufgestellt, ebenfalls möglichst senkrecht. Zur Unterstützung wurden auf der äußeren Seite kleine Brettstückchen von 23 auf 25 cm untergestellt, die erst dann entfernt wurden, wenn so weit betoniert war, daß der Kasten auf dem Beton aufruht. Dann wurde die gesamte Verschalung in sorgfältiger Weise fertiggestellt.

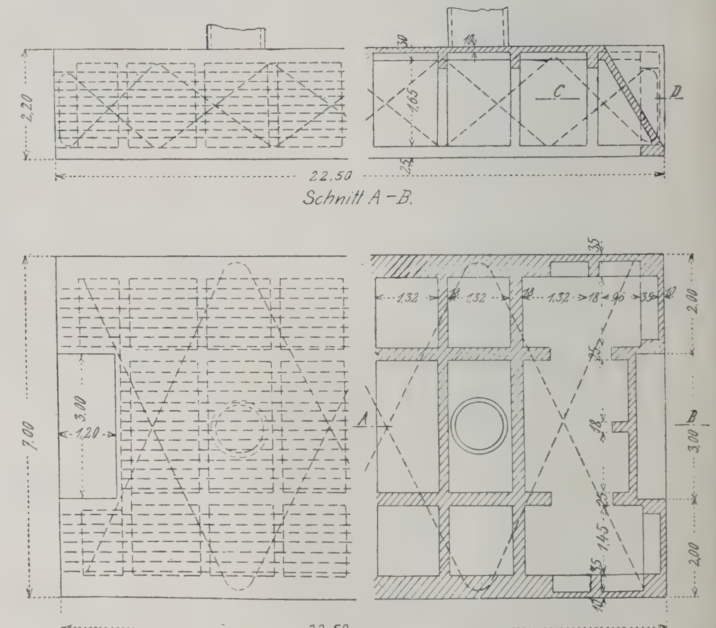


Abb. 336. Caisson in Cadix.

Nachdem dies geschehen war, wurden nun die vier Eisen für den Fuß der Längswände eingelegt, und erst nachdem auf diese Art die Eisen des Längsfußes montiert waren, kam der Querfuß an die Reihe. Dann die Hauptbalken, und zwar auf die Art, das in die Holzkisten erst einige Holzstückchen gelegt werden, die etwa 2 cm dick sind, in Entfernung von 1,5 m. Auf dieselben wurden die Hauptbewehrungen gelegt. Auf diese Art war man sicher, daß der Beton die Eisen vollständig umhüllt. Die Holzstückchen sind derart beschaffen, daß sie später beim Betonieren leicht entfernt werden können, da sie natürlich nicht einbetoniert werden dürfen. Die Eisen wurden so in die Kasten eingelegt, daß sie auch voneinander sowie von den Seitenwänden genügend Abstand haben, um nachher ganz von Beton eingehüllt zu sein. Hierauf wurden die großen Bügel aus Flacheisen auf die Eisen aufgezogen.

Wenn nun alles Eisen auf diese Art montiert ist, ist es sehr zu empfehlen, die einzelnen Kasten der Streben genau an ihre richtige Stelle zu verbringen und sie möglichst gut durch Latten mit den Hauptbalken zu verbinden.

Nachdem auch dieses geschehen war, wurden die Eckpfosten montiert, was folgendermaßen geschah: Man stellte die Verschalungswand der Querseite auf, welche aus — kleine Zwischenräume bildenden — parallel auf ein Brett aufgenagelten Brettstückchen bestand. Die Platteneisen für die senkrechten Querwände wurden dann durch die genannten Zwischenräume in die Ecken hineingelegt und auf der anderen Seite mittels Draht an den Pfosten befestigt. Auf diese Weise wurde der Konsolenkasten aufgesetzt, hierauf das oberste Brettstück auf der äußeren Seite

an einen Holzpfosten aufgenagelt, worauf ebenfalls die Konsolenkasten aufgesetzt und verbunden werden. Zu bemerken ist noch, daß innerhalb der Ecken für die später einzubetonierenden Platten ein Raum von 10 auf 15 cm ausgespart wird, und zwar auf die ganze Höhe, was mittels zwischen die Eisen eingeschobener Bretter geschehen kann. Dieser Vorgang erscheint vielleicht etwas kompliziert, ist aber notwendig, wenn man vermeiden will, daß zwischen dem betonierten Eckpfosten und der später zu betonierenden Platte ein „Riß" entsteht.

Bevor zu betonieren angefangen wurde, wurde nochmals das ganze Gerüst möglichst gut ausgerichtet.

Zur Betonierung wurde eine Kiste von den Dimensionen $54 \times 71 \times 41$ zur Herstellung der Mischung verwendet, und entsprechend $1 : 2^1/_2 : 5$, 1 Kiste Sand, 2 Kisten Kies, 3 Sack Zement sehr naß eingebracht.

Man begann bei dem Fuß in Schichten von 17 cm, und zwar dermaßen, daß Hilfsbretter eingesetzt wurden. Beim Betonieren wurden die Holzstückchen unter den Eisen rechtzeitig entfernt, die Eisenteile mit Zementmilch übergossen, damit sie sich besser mit dem Beton verbinden, und der Beton gut eingestampft, damit keine Hohlräume entstehen.

Bezüglich des weiteren siehe den Bericht von Zschokke in den Annales des Ponts et Chaussées, 3. trim. 1904.

Eine ähnliche Ausführung, ebenfalls nach System Hennebique, zeigt die Abb. 337, Kaibauten in Cap Pinède.

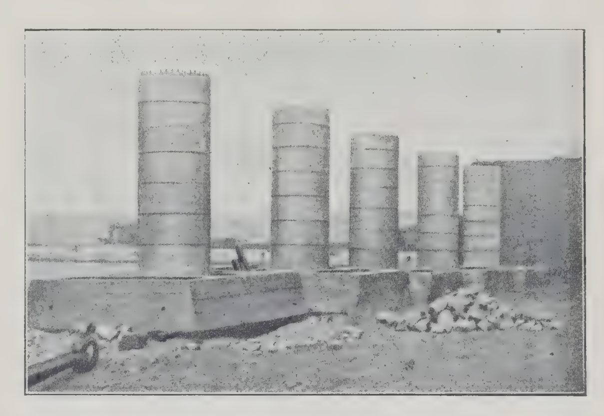


Abb. 337. Caisson in Cap Pinède.

Eine interessante Anwendung fand diese Methode zunächst zur Herstellung von Mauerwerkskanälen als Ersatz für die kostspielige und ungewohnte Schildmethode. Es wurden einzelne Kanalstücke herabgesenkt, die Zwischenräume wasserdicht abgeschlossen und durchlaufende Röhre hergestellt. Die erste Ausführung dieser Art geschah durch die Bauunternehmung Redlich u. Berger beim Schleusenbau in Nußdorf zur Herstellung

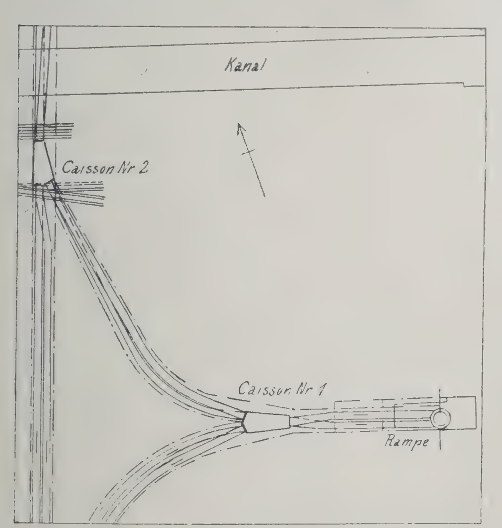


Abb. 338 a.



Abb. 338 b.

Caisson in New-York.

durch Öffnung einer der Seitenwände eines Speisekanals (1896). Seitdem sind mehrfache derartige Ausführungen zu verzeichnen, bei denen jedoch aus Vorsicht gewöhn-

lich mehr Eisen verwendet wurde, als dies vom Standpunkte des Eisenbetons nötig erscheint.

Der größte Bau dieser Art ist kürzlich in New-York ausgeführt worden. Als ein Teil des Stadtbahnsystems von New-York kommt die in Abb. 338a dargestellte Gleisschleife in Frage, die unter Wasser mittels der Schildmethode hergestellt werden soll. Die drei Kreuzungspunkte jedoch mußten wegen ihrer unregelmäßigen Form als Caissons herabgesenkt werden. Der ursprüngliche Eisenentwurf erwies sich als eine ökonomische Unmöglichkeit. Jeder Caisson erforderte fast 1000 t Eisen und nachträglich noch 1200 m³ Beton zur Ausfüllung. Der Entwurf in Eisenbeton bedeutete insofern auch eine Erlösung, als dieser sofort ausgeführt werden konnte, während diese riesigen Mengen Eisen und ihre Verarbeitung eine sehr lange Zeit in Anspruch genommen hätten. Die Abb. 338b u. c zeigen uns einen Grundriß des Caissons, Querschnitt und Längsschnitt, wobei in beiden Fällen der Zustand während der Absenkung und die spätere Verbindung mit dem Eisenbahntunnel nebeneinandergestellt worden sind. Derselbe ist 30 m lang, 7 bis 14 m breit und 15,4 m hoch. Sein Gesamtgewicht beträgt 6700 t. Es sei bemerkt, daß der Eisencaisson nicht genug Gewicht gehabt hätte, um den Auftrieb zu überwinden, während es jetzt gerade genügte. Nach seinem Absenken wurde derselbe unten geschlossen, die Seiten geöffnet und mittels der Schildmethode die Anschlüsse vollzogen.

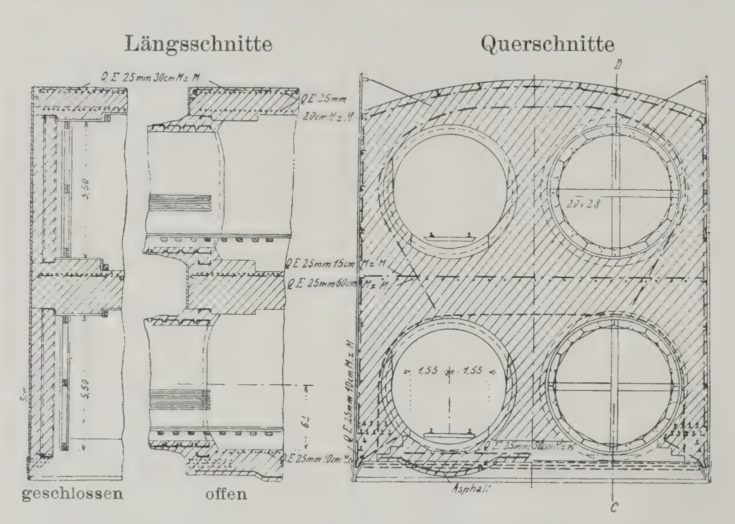


Abb. 338c. Caisson bei der New-Yorker Untergrundbahn.

Anhang.

Umschließung der Baugrube mit fertigen oder an Ort hergestellten Wänden.

Das zu diesem Zweck allg mein übliche und dienliche Material ist Holz, das nur ausnahmsweise durch Eisen [1]) und Eisenbeton ersetzt wird. Gründe für die Verwendung von Eisenbeton sind in erster Linie in der Befürchtung einer Zerstörung der hölzernen Spundwände durch Fäulnis zu suchen. Dieser Umstand kommt gewöhnlich in der kurzen Bauzeit nicht recht in Betracht, doch kann unter Umständen der durch die nachträgliche Zerstörung der Holzwand entstehende Spielraum zwischen dem Mauerwerkskörper, den sie beim Bau geschützt und umschlossen hat, unangenehme Folge-

[1]) Bezüglich Eisenpfähle siehe Beton-Kalender 1907, Teil II, S. 5; ausführliche Literatur in Brennecke, Grundbau, S. 136.

wirkungen haben, wenn sie in der Erde belassen werden muß. Diesen wird durch den Gebrauch von Eisenbeton vorgebeugt, der, wenn man ihn hinter dem Bau bestehen läßt, als ebenso beständig angesehen werden kann wie das übrige Mauerwerk. Aus dem Grunde wurde diese Vorsichtsmaßregel beim Bau des Tunnels zwischen Boston und Ost-Boston bei seinem Anschluß mit dem älteren Teile der Untergrundbahn gebraucht. Es geschah dies gegenüber dem Amesgebäude in der Courtstraße, einem hohen Gebäude in einer engen Straße, wo neben dem Tunnel auch eine Kanalverlegung vorzunehmen war (Abb. 339a). Die Mauer kam in einer Länge von 33 m von 0,3 bis 0,6 m oberhalb bis 1,8 bis 2,4 m unterhalb der Fundamente zu liegen. Die große Belastung des Bodens,[1]) der unsichere Charakter des Untergrundes zwangen zu verschiedenen Vorsichtsmaßregeln.

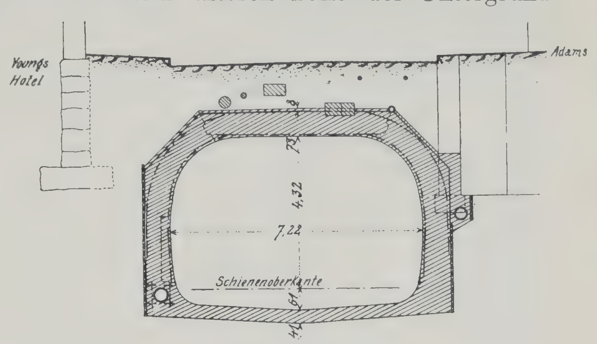


Abb. 339a.
Spundwand für die Untergrundbahn in Boston.

Der Aushub bestand aus Schotter mit Ton und etwas Wasser führenden Sandschichten. Schlitze, 4,8 m weit und tief, wurden ausgehoben bis zur Fundamenttiefe der Gebäude, von da ab wurde nur die halbe Breite des Schlitzes ausgeführt. Der so freigelegte Erdkörper wurde durch Planken aus Eisenbeton (Abb. 339b) festgehalten, der in derselben Weise wie eine Holzwand versteift wurde. Diese Betonplanken wurden 1,8 bis 2,4 m lang, 15 cm breit und 5 cm stark hergestellt. Sie waren mit 6 Rundeisen der ganzen Länge nach bewehrt. Man war so in der Lage, die Betonierung direkt anschließend an diese Bohlen und unter deren Belassung im Erdreich vorzunehmen, während Holz hätte zurückgezogen werden müssen, was nicht ganz gefahrlos gewesen wäre, während es andernfalls zu einer späteren Gefahr für den Bau hätte werden können. — Beides wäre also kein einwandfreier Ausweg gewesen, während die Eisenbetonplanken noch insofern nützlich wurden, als die Wasserdichtung auf denselben aufgebracht wurde und zwischen ihnen und der zukünftigen Mauer in sicherster Lage verblieb. Abb. 339b zeigt die Baugrube während der Ausführung.

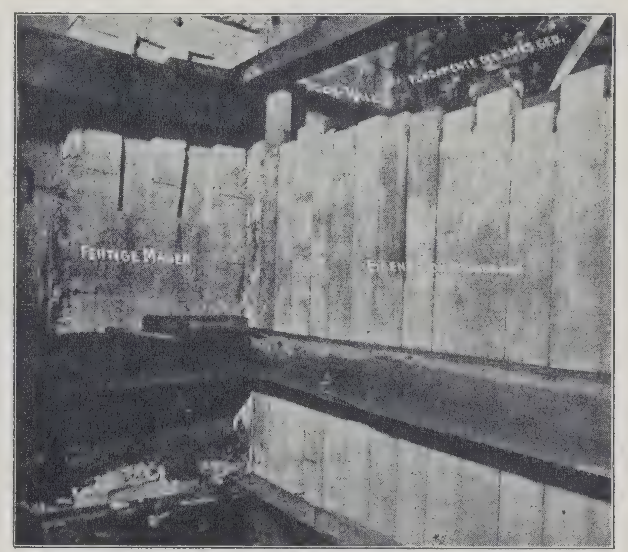


Abb. 339b.

Ein anderer Grund des Ersatzes einer Holzwand durch Eisen bezw. Eisenbeton ist gegeben, wenn die statischen Anforderungen an die Wand größer sind, als es Holz zu leisten vermag, oder wenn das Bauwerk nicht nur provisorisch sein soll. So empfiehlt es sich insbesondere bei Grundbauten, die eine Absenkung im Trockenen gestatten, die

[1]) Beton u. Eisen 1905, Heft XI, S. 265, Abb. 5 und Bericht des Chef-Ingenieurs Carson von 1903.

Form der zukünftigen Pfeiler durch eine vorher eingerammte Spundwand oder auch nur durch einige Pfähle in den Ecken der Grundrisse aus Eisenbeton zu umgrenzen. Bei entsprechender Versteifung zur Versicherung des Erdreichs ist man da leicht in der Lage, die Absenkung vorzunehmen und den Hohlraum mit Beton auszufüllen. Als ein Bestandteil der so geschaffenen Pfeiler verbleiben dann die Eisenbetonpfähle in der Erde. Sie sind also nicht nur bei der Herstellung, sondern auch für den Bestand dienlich, während Holz oder Eisen, in der Erde zurückgelassen, einen nutzlosen Verlust bedeuten. Die Zahl der mit dem Umgang mit Eisenpfählen vertrauten Unternehmungen wird täglich größer so, daß jetzt Anwendungen, wo eine derartige Lösung von Nutzen wäre, aus diesem Grunde nicht mehr unterbleiben müssen.

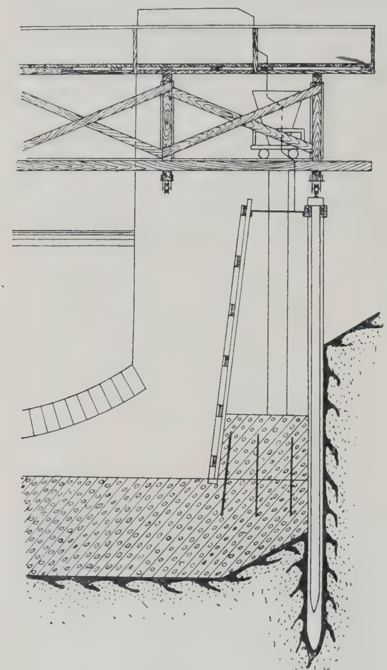


Abb. 340. Fangdamm in Beton.

Der Eisenbeton kommt noch bei der Herstellung von Fangdämmen in Betracht. Bei reinem Beton ist man bedacht, daß die Betonwand einen Teil des künftigen Mauerwerkkörpers bilden soll. Hier wird auf eine unter Wasser hergestellte Betonplatte (Abb. 340) eine Betonwand hergestellt, innerhalb welcher das Wasser aus dem Betonbehältnis vollständig ausgepumpt werden kann, so daß das Ganze einen großen Senkkasten bildet, der an Ort und Stelle ohne besondere

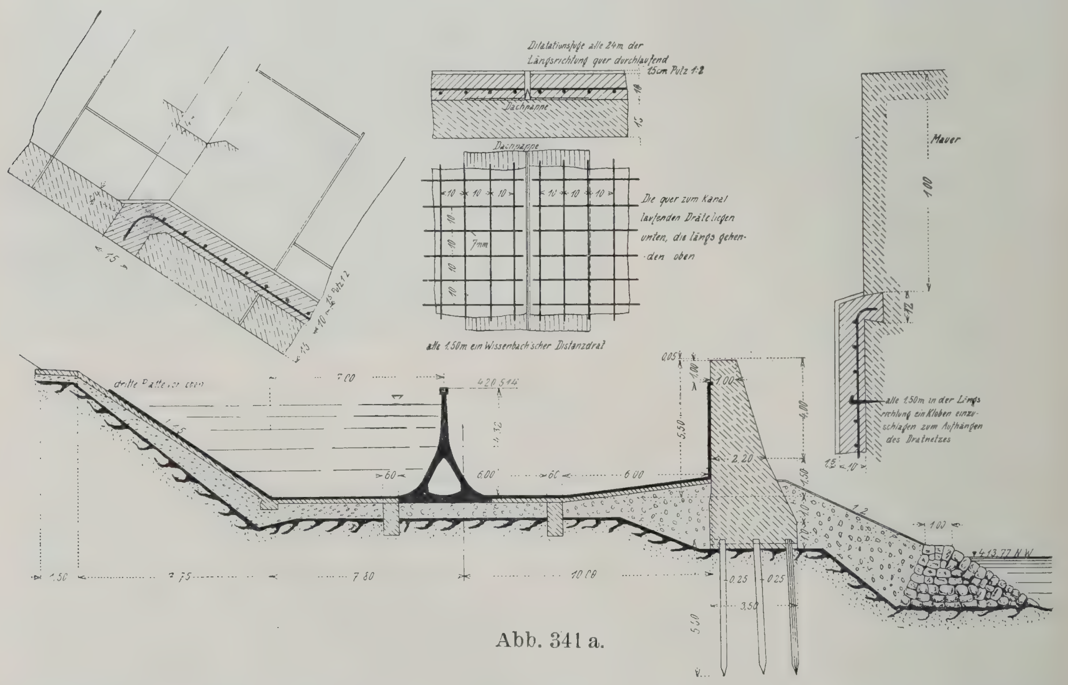


Abb. 341 a.

Transportschwierigkeiten hergestellt werden konnte. (Siehe einen ähnlichen Vorgang in Eisenbeton unter Hohlkörpergründung bei der Brücke über die Mans bei Rouillon, Abb. 331.) Diese Bauweise kann durch eine entsprechende Bewehrung in besserer Form ausgeführt

werden, als dies sonst üblich ist. Ein Beispiel dieser Art bietet uns, wenn auch in umgekehrter Reihenfolge, die Cornwallbrücke,[1]) wo ein schlechter Pfeiler nachträglich mit einem Eisencaisson und entsprechender Betonfüllung versehen wurde.

Ein weiteres Beispiel der Abschließung einer Baugrube mit Eisenbeton gibt Abb. 341. Die Verhältnisse waren dort die folgenden:

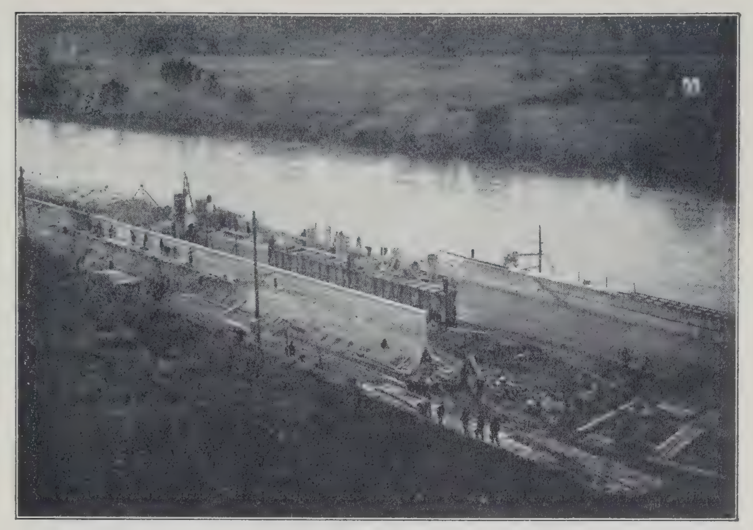


Abb. 341 b.

Der 8 km lange Zuleitungskanal des Elektrizitätswerkes Wangen a. d. Aare liegt zum Teil in Triebsand führenden Kiesschichten, vom Fluß durch eine Betonmauer mit Anschüttung abgetrennt. An einer solchen Stelle, dem sogenannten Fahrhöhli, wurde im August 1905 durch Hochwasser die Mauer unterspült und durch das herausdrängende Kanalwasser, dessen Spiegel etwa 6 bis 7 m höher lag, 50 bis 60 m in die Aare hinausgeschoben. Die Kanalsohle und Böschungen waren von Anfang an mit einem 15 cm-Plattenbelag versehen; der Belag jedoch war nicht durch die ganze Breite des Profils hindurchgeführt, sondern es war ein etwa 2,5 m breiter offener Schlitz gelassen worden, um dem Bergwasser das Eindringen in den Kanal zu ermöglichen. Es dürfte auch das gegen die Aare zu drängende Kanalwasser den Einsturz der durch Spundwände abgeschlossenen und nur auf senkrechten Pfählen fundierten Mauer beschleunigt haben. Es galt nun, durch eine Konstruktion die Kanalmauer auf eine größere Strecke (etwa 400 m) gegen Unterspülung durch Kanal- und Aarewasser zu sichern und gleich-

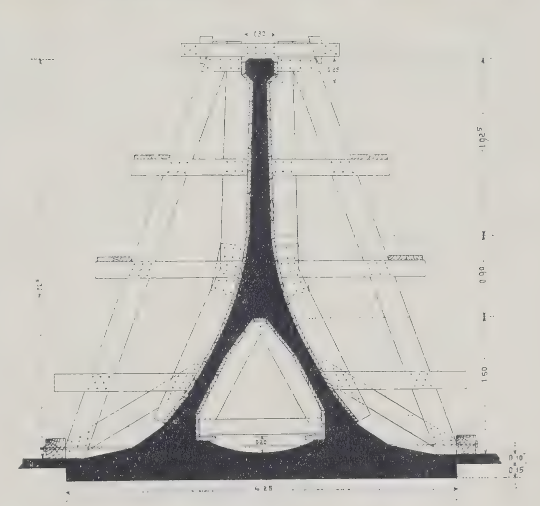


Abb. 341 c.



Abb. 341 d.

[1]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Grundbau, S. 281.

zeitig eine rasche Inbetriebnahme des Kanals auf irgend eine provisorische Art zu bewirken, da eine Gründung der definitiven Mauer an der Durchbruchstelle mittels Luftdrucks beschlossen war und längere Zeit erforderte, die mit jedem Tage dem Werke eine Einbuße von etwa 1500 Francs verursachte. Wenn man bedenkt, daß dieser Fangdamm ohne eine tiefere Fundierung für eine Wasserhöhe von 4,30 m hergestellt werden mußte, so ist es klar, daß die in Eisenbeton geschaffene Lösung des Herrn Chef-Ingenieurs Deimling sich als eine musterhafte Leistung bezeichnen läßt, die auf diesem Gebiete Schule machen dürfte. Wir sehen das Bauwerk in der Abb. 341b im Bau begriffen. Die Abb. 341c u. d. stellen die verwendete Eingerüstung dar, Abb. 341e zeigt uns das fertige Bauwerk, Abb. 341f ist eine statische Berechnung, der folgende Daten zugrunde gelegt sind:

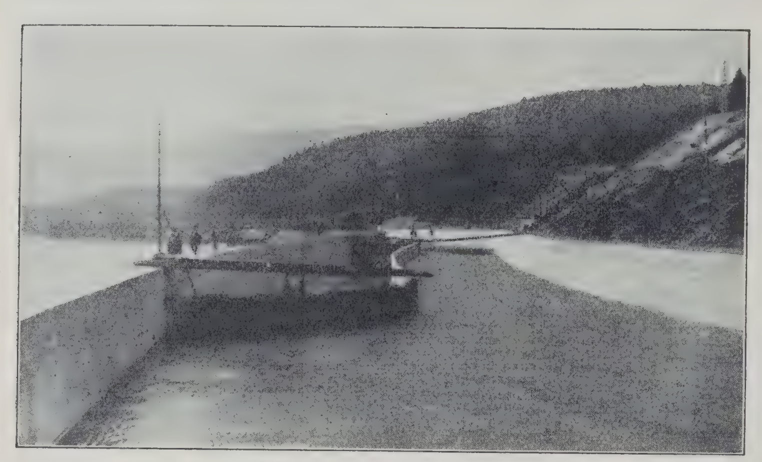


Abb. 341e.

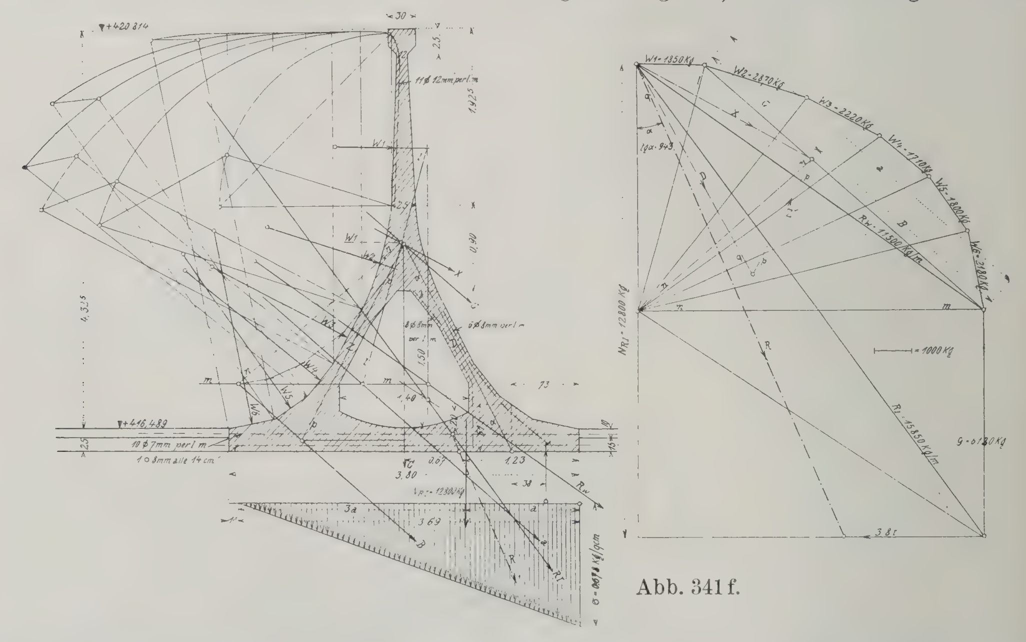


Abb. 341f.

Setzt man den gesamten Wasserdruck $R_w = \mathbf{11\,500}$ **kg/m** mit dem Eigengewicht des Bauwerks zusammen, so erhält man $R_1 = \mathbf{15\,850}$ **kg/m.** Es ergibt sich hieraus die Bodenpressung, hervorgerufen durch R_1 (d. h. wenn der Hohlraum nicht mit Wasser gefüllt ist), wie folgt: Es ist $a = 1{,}23$ m und die normale Komponente von R_1 $NR_1 = 12\,800$ kg, daher

$$\sigma = \frac{2 \cdot N}{3\,a \cdot 100} = \frac{2 \cdot 12\,800}{3 \cdot 123 \cdot 100} = \mathbf{0{,}695} \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Fußplatte (mittlerer Teil). Dieselbe hat eine Spannweite $l = 1{,}40$ m und den Druck

$$P = \sim 0{,}38 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist also

$$M = \frac{3800 \cdot 1{,}4}{20} = 373 \text{ mkg}$$

und ohne Berücksichtigung der unteren Eisen ist

$$x = \frac{15 \cdot 3{,}84}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 22}{15 \cdot 3{,}84}} - 1\right) = \sim 4{,}5 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 1{,}5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 37\,300}{100 \cdot 4{,}5\,(22 - 1{,}5)} = \mathbf{8{,}1} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{37\,300}{3{,}84\,(22 - 1{,}5)} = \mathbf{474} \text{ kg/cm}^2.$$

Das negative Moment wird durch die unteren Eisen aufgenommen!

Berechnung der Konsolendigung, rechts.

$$h = 0{,}51 \text{ m}$$

$$P = \frac{6950 + 5570}{2} \cdot 0{,}73 = 4600 \text{ kg}$$

$$M_a = 4{,}600 \cdot 0{,}38 = \mathbf{1750} \text{ mkg}$$

$$f_e = 3{,}51 \text{ cm}^2 \text{ (R.-E. 8 mm, Abstand 14,3 cm)}$$

$$x = \frac{15 \cdot 3{,}5}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 46}{15 \cdot 3{,}5}} - 1\right) = 6{,}6 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 2{,}2 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 175\,000}{100 \cdot 6{,}5\,(46 - 2{,}2)} = \mathbf{12} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{175\,000}{3{,}5\,(46 - 2{,}2)} = \mathbf{1140} \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Zugwand gegen äußeren Wasserdruck. $d = 15$ cm, $l = 1{,}50$ m, $f_e = 8$ R.-E. 8 mm $= 4{,}02$ cm².

Belastung (siehe graphische Berechnung Abb. 341f) $3{,}30 \cdot 1000 = 3300$ kg/m². Da die Platte vollständig eingespannt ist, so dürfte mit $^1/_{24}\,pl^2$ gerechnet werden. Um aber kleinen Ausführungsfehlern Rechnung zu tragen, setzen wir

$$M = {}^1/_{20} \cdot 3300 \cdot 1{,}5^2 = \mathbf{372} \text{ mkg}$$

$$x = \frac{15 \cdot 4{,}02}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200\,(15 - 1{,}5)}{15 \cdot 4{,}02}} - 1\right) = 3{,}48 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 1{,}16 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 37\,200}{100 \cdot 3{,}48\,(15 - 1{,}5 - 1{,}16)} = \mathbf{17{,}3} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{37\,200}{4{,}02 \cdot (15 - 1{,}5 - 1{,}16)} = \mathbf{750} \text{ kg/cm}^2.$$

Ermittlung der Zug- und Druckkräfte in den Fußwänden. a (die Resultante von W_2, W_3 bis W_6) zerlegt sich in die beiden Auflagerdrücke B und C, B wird direkt durch das Fundament aufgenommen. C wird mit W_1 (die parallel verschoben wird) zu der Resultante X zusammengesetzt, die sich in $D + Z$ zerlegt. $C = 3850$ kg/m, $W_1 = 1850$ kg/m, $X = 5400$ kg/m, $\mathbf{D = 6500}$ **kg/m,** $\mathbf{Z = 3525}$ **kg/m** (siehe graphische Berechnung Abb. 341f).

Druckwand. Die Druckspannung beträgt $\sigma_b = \dfrac{6500}{15 \cdot 100} = \mathbf{4{,}33}$ kg/cm², wie aus der Zusammensetzung der Kräfte W_1, C und Z hervorgeht.

Berechnung der obersten Teile der Wand. Eisenquerschnitt = **15,95** cm²

$$\sigma_e = \frac{3525}{15{,}95} = \mathbf{221} \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt in der Höhe 1,925 m von oben $\mathbf{d = 25}$ **cm**, $W_1 = 1850$ kg/m, $M = W_1 \cdot a = 1850 \cdot 0{,}64 = \mathbf{1180}$ mkg

$$x = \frac{15 \cdot 12{,}44}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 23}{15 \cdot 12{,}44}} - 1\right) = 7{,}57 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 2{,}53 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 118\,000}{100 \cdot 7{,}57\,(23 - 2{,}53)} = \mathbf{15{,}2} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{118\,000}{12{,}44 \cdot (23 - 2{,}53)} = \mathbf{460} \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt in der Höhe 2,33 m von oben $d = 40$ cm, $W_1 = 1850$ kg/m², $W_b = 870$ kg/m²

$$M(W_1) = 1850 \cdot 1{,}05 = 1940 \text{ mkg}$$
$$M(W_b) = 870 \cdot 0{,}20 = 174 \text{ „}$$
$$\Sigma M = 2114 \text{ mkg.}$$

f_e, wie oben, $= 12{,}44$ cm²

$$x = \frac{15 \cdot 12{,}44}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 38}{15 \cdot 12{,}44}} - 1\right) = 10{,}15 \text{ cm}, \quad \frac{x}{3} = 3{,}39 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 211\,400}{100 \cdot 10{,}15\,(38 - 3{,}39)} = \mathbf{12} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{211\,400}{12{,}44\,(38 - 3{,}39)} = \mathbf{490} \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zugeisen sind entsprechend der Mauerform gekrümmt und durch Bügel eingebunden.

Standsicherheitsnachweis gegen Gleiten. Laut graphischer Berechnung (Abb. 341 f) ist die Mittelkraft $R_I = 15\,850$ kg aller auf die Sohle der Wand Einfluß ausübenden Kräfte W_1 bis W_6 und G derart gerichtet, daß die horizontale Seitenkraft $H = 9350$ kg beträgt.

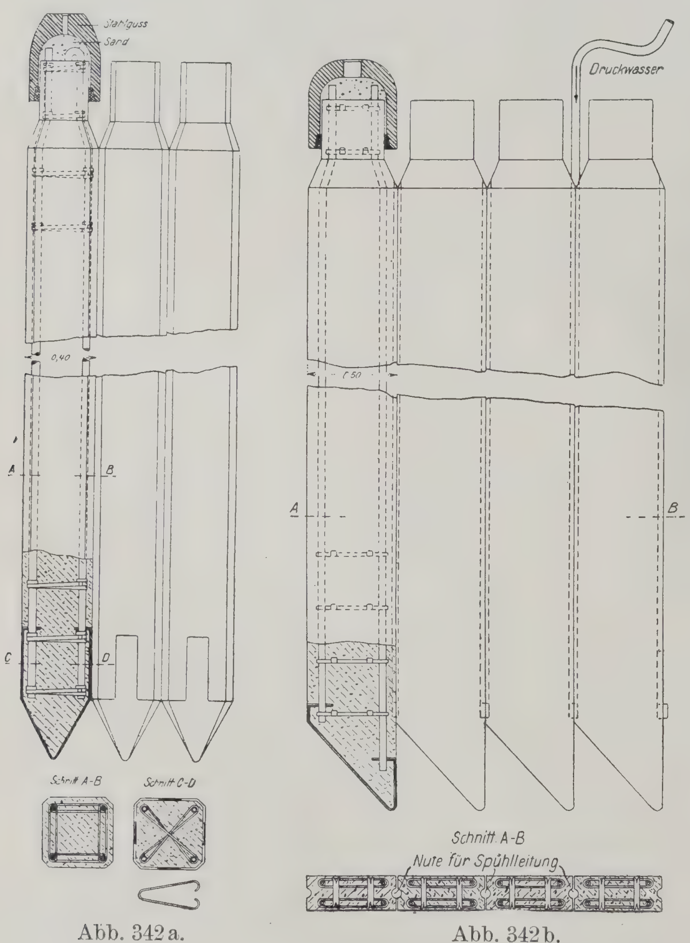


Abb. 342a. Abb. 342b.

Der Reibungskoeffizient zwischen dem Betonmauerwerk der Wand und dem Kiesboden der Sohle kann $\mu = \operatorname{tg} \varrho = 0{,}77$ ($\varrho = 300$) gesetzt werden, so daß die Reibung zwischen Wand und Fundamentsohle nur

$$H_1 = \mu N = 0{,}577 \cdot 12\,800 = 7400 \text{ kg}$$

aufnimmt. Es verbleibt demnach noch an Horizontalkraft

$$H_2 = H - H_1 = 9350 - 7400 = 1950 \text{ kg.}$$

Letztere wird durch die Eisenbewehrung der Fußplatte aufgenommen. Wie aus Abb. 341 f ersichtlich, ist die Fußplatte der Wand mit einer doppelten Eiseneinlage versehen. Die obere Eiseneinlage in senkrechter Richtung zur Längsachse der Wand besteht aus 7 mm-Stäben, in Abständen von je 14,3 cm, so daß auf 1 lfd. m Wand 7 Stäbe von je 10 mm Durchm. entfallen. Diese Stäbe sind in den Beton der Monierverkleidung der Kanalsohle einbetoniert.

Die Spannung in diesen Eisen ergibt sich demnach zu

$$\sigma = \frac{H_2}{F} = \frac{1950 \text{ kg}}{10 \cdot \pi \cdot \frac{0{,}7^2}{4} \text{ cm}^2} = \mathbf{515} \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eingreiflänge l dieser Stäbe in den Beton der Kanalsohle berechnet sich unter Zugrundelegung einer zulässigen Adhäsionsspannung zwischen Beton- und Umfangfläche der Eisen von nur $\sigma_a = 4$ kg/cm²

$$l = \frac{H_2}{\sigma_a U} = \frac{1950 \text{ kg}}{4 \cdot 10 \cdot \pi \cdot 0{,}7 \text{ kgcm}} = 22 \text{ cm},$$

um dadurch ein Herausziehen der Stäbe aus dem Beton der Kanalsohle mit ausreichender Sicherheit zu vermeiden. Die ausgeführte Einbindelänge genannter Stäbe beträgt aber im Durchschnitt 0,50 m, und außerdem sind sie an den Enden umgehakt.

Die ganze Arbeit (120 m Abschlußwand, je 15 m anschließende Spundwände und 11 000 m² Monierverkleidung, siehe Abb. 341a) wurde von der A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. in der Zeit vom 10. September bis 10. November fertiggestellt. Die Mauer selbst brauchte 20 Tage zu ihrer Fertigstellung. Für die Einschalung sind Lehren hergestellt worden, die auf der Außenseite gleich als Gerüst für die Betonierung dienten. Die Ausschalung hat jeweilig nach 3 bis 4 Tagen stattgefunden. Die Mauer war durch vier Dehnungsfugen, welche durch aufgeklebte Leinwandstreifen abgedichtet wurden, in fünf nahezu gleiche Teile zerlegt. Dementsprechend wurde die Einschalung der Mauer auf $^3/_{10}$ der Länge hergestellt und vorgeschoben, die innere Schalung wurde durch Keile befestigt. Unter der 4 m breiten Sohle wurde der Kies in der Tiefe von 1 m ausgehoben und mit Kalkmilch eingestampft. Der anschließende Monierputz lag auf 15 cm starkem Plattenbelag, der seinerseits auf angefülltem Kiesmaterial ruhte.

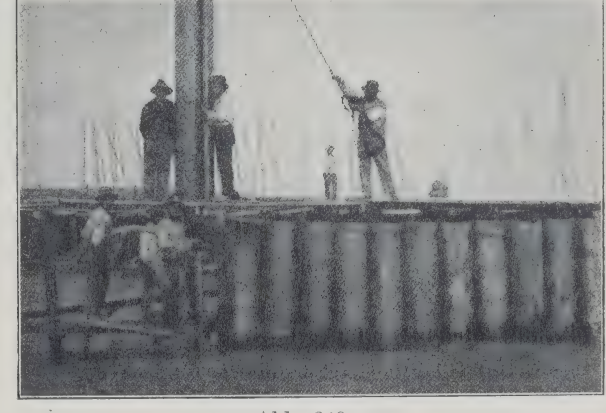


Abb. 343 a.

Die Betonierung geschah in der Weise, daß zuerst jener Teil der Sohle betoniert wurde, der die innere Schalung trägt, dann erfolgte die Aufstellung des inneren Eisengerüstes, dann die äußere Eingerüstung, die Eiseneinlagen, sowie die Betonierung des oberen Teils.

Die Inbetriebsetzung des Kanals war für Mitte November in Aussicht genommen, wurde jedoch bis Mitte Dezember durch eine anderweitige Dammrutschung hinausgeschoben. Bis Mitte Mai diente die Wand zur Begrenzung der Baugrube der pneumatischen Fundierung. Während dieser ganzen Betriebszeit hat sich keinerlei Anstand ergeben, und zeigte ein täglich vorgenommenes Nivellement keinerlei Senkung oder sonstige Verschiebung. Die Kosten der Mauer betragen etwa 140 Mark für 1 lfd. m.

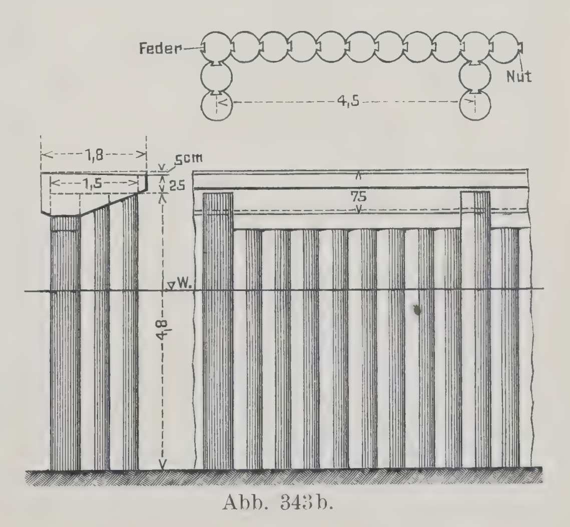


Abb. 343 b.

Zur Herstellung solcher Abteilungswände von Brunnen bedient sich Herr Ingenieur Sanders eines eigenen, in seiner Handlichkeit hervorragenden Systems,[1]) dessen Einzelheiten sich im IV. Bande der zweiten Auflage auf S. 122, Abb. 245, erwähnt finden, sowie ähnliche Anwendungen im Hafen von Talcahuano (Abb. 244). Wir verweisen auch auf die Abb. 318a, den Hafen von Ruhrort, wo die A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. eine Verbindung von Brunnen und Eisenbetonspundwänden angewendet hat. Eine ganz neue Form[2]) der Verwendung von Eisenbetonspundwänden zeigen uns

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft I, S. 3.
[2]) Eng. News 1910, 3. Februar, S. 119.

die Abb. 343a u. b. Bei denselben ist der umgekehrte Weg eingeschlagen worden, indem die notwendige eiserne Bewehrung als Umhüllung angebracht wurde, die zuerst versenkt wird und in welche erst später der notwendige Beton bezw. auch Bewehrungseisen eingebracht werden. Diese Methode hat in großem Maßstabe in Chicago bei Bauten längs des Michigan-See's Verwendnng gefunden. Weiter ist es natürlich möglich, solche Wände auch aus Eisenbetonpfählen der verschiedenen früher besprochenen Systeme herzustellen. Abb. 342a zeigt Mauerpfähle, Abb. 342b Spundbohlen, die durch Spülung abgesenkt werden sollen, Abb. 342c die Bewehrung solcher Bohlen, Abb. 344 eine im Hafen von Spandau verwendete Spundbohlenform und Rammvorrichtung.

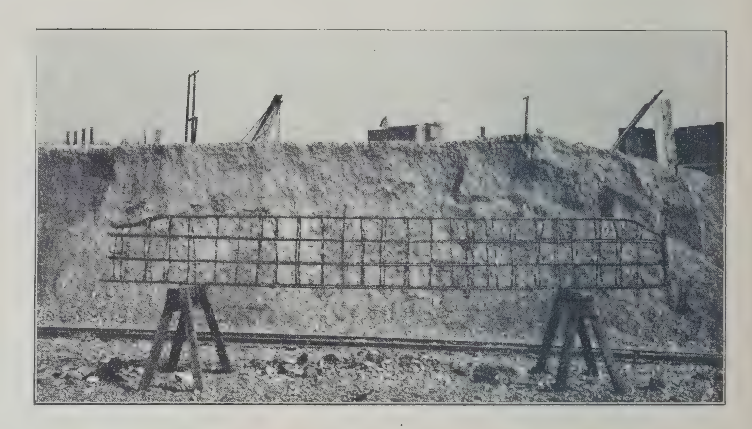


Abb. 344. Spundbohlenbewehrung.

Über die vorteilhafte Form und alle weiteren Einzelheiten siehe Abb. 273 im IV. Bande der zweiten Auflage.

Weitere Beispiele der Herstellung von Spundwänden und Wänden von Eisenbeton enthalten das folgende Kapitel Mauerwerksbau und das Kapitel Wasserbau, IV. Band, zweite Auflage.



Abb. 344. Aufziehen der Spundpfähle.

Literatur.

Allgemeine Werke:

Handbuch der Ingieuerwissenschaften: Prof. L. v. Willmann, Der Grundbau, Leipzig 1906.
Brenneke, Der Grundbau, Berlin 1906.
H. Lückemann, Der Grundbau, Berlin 1906 u. a.

Die besondere Literatur findet sich im Text jeweilig angeführt vor.

Siehe auch die entsprechenden Kapitel in

Christophe, S. 169 bis 181 und 323 bis 329.
Tailor & Thompson, S. 472 bis 485.
Buel & Hill, S. 159 bis 174 u. a.

b) Mauerwerksbau.

Bearbeitet von Dozent Dr. techn. **A. Nowak,** k. k. Oberingenieur im Eisenbahnministerium in Wien.

Allgemeines.

Man unterscheidet bei Mauern solche, welche 1. dem Winddrucke, 2. dem Drucke eines Erdkörpers, 3. dem des Wassers widerstehen müssen.

Bei allen den in der bisher üblichen Weise ausgeführten Mauern bestand der Grundsatz, ihre Standfestigkeit durch ein großes Eigengewicht sicherzustellen, was bei den geringfügigen äußeren Kräften infolge des ziemlich großen spezifischen Gewichtes dieses Baumaterials von 1600 bis 2500 kg/m^3 nicht schwer zu erreichen war. Werden die angreifenden Kräfte größer, oder erreicht die abgrenzende Mauer im allgemeinen eine größere Höhe, so sind zufolge des früher erwähnten Grundsatzes sehr große Abmessungen der Mauern nötig, und die Druckfestigkeit der genannten Baumaterialien ist wirtschaftlich nicht ausgenützt; die Unwirtschaftlichkeit dieser Mauern wird noch durch den Umstand vergrößert, daß den erwähnten Baustoffen keine verläßliche Zugfestigkeit zugemutet werden kann. Es geht daher in neuester Zeit das Bestreben dahin, für die Mauern Baustoffe zu finden, welche sowohl den Druck-, als auch den Zug- und Scherkräften genügend Widerstand leisten. Solche Baustoffe sind das Eisen und der Eisenbeton.

Bevor auf eine nähere Besprechung der verschiedenen Mauerarten eingegangen wird, möge an dieser Stelle etwas über künstliche Trennungsfugen (Dilatationsfugen) erwähnt werden. Diese Fugen haben den Zweck, Rissebildung, durch ungleichmäßiges Setzen der Mauern als auch durch Temperaturänderungen hervorgerufen, zu verhindern. Sie bilden aber auch zugleich den natürlichen Abschluß der Ausführung längerer Mauern, da solche, sei es in Bruchstein, Stampf- oder Eisenbeton, doch in gewissen Stücken von 10 bis 15 m Länge ausgeführt werden. Bekannte amerikanische Ingenieure bestreiten die Notwendigkeit solcher Fugen. Ingenieur Johnson gibt an, daß die Bewehrung einer Betonmauer $\frac{1}{275}$ des Mauerquerschnitts betragen soll, um eine Rissebildung infolge Temperaturänderungen zu verhindern, wobei die Zugfestigkeit des Betons mit 14 kg/cm^2, die Elastizitätsgrenze des Stahles mit 3800 kg/cm^2 vorausgesetzt wird. Es werden daher in Amerika viele Betonmauern nicht aus statischen Gründen bewehrt, sondern nur um eben die durch die Temperaturveränderungen drohende Rissebildung zu verhindern.

Bei der Besprechung der Mauern soll folgende Reihenfolge eingehalten werden:

1. Mauern gegen Winddruck (freistehende Mauern),
2. „ „ Erddruck (Stütz- und Futtermauern),
3. „ „ Wasserdruck,
4. „ „ Erd- und Wasserdruck (Ufer- und Kaimauern),
5. Widerlager von Tragkonstruktionen,
6. Zwischenpfeiler,
7. Rekonstruktionen von Mauern, Widerlagern und Zwischenpfeilern.

I. Mauern gegen Winddruck.

1. Allgemeine Berechnung.

Die relativ kleinste äußere Kraft bildet die bewegte Luft oder der Wind.

Der Winddruck auf ruhende Flächen berechnet sich wie folgt:
Bezeichnet:

F den Inhalt einer ruhenden ebenen Fläche in m²,
W den senkrechten Winddruck auf F in kg,
v die Geschwindigkeit des Windes in m/Sek.,
g die Beschleunigung durch die Schwere $= 9{,}81$ m/Sek.²,
ψ eine Erfahrungszahl, die mit zunehmender Größe der Fläche F von 1,97 bis 1,86 abnimmt,
γ das Gewicht von 1 m³ Luft in kg,

so ist, wenn

1. die Fläche senkrecht zur Windrichtung ist,

$W = \psi \cdot \gamma \cdot F \frac{v^2}{2g}$, oder der Winddruck in kg für 1 m² $w = \frac{W}{F} = \psi \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g}$. Für $\psi = 1{,}86$ und $\gamma = 1293$ kg für 1 m³ (für trockene Luft von 0° bei 760 mm Barometerdruck) ergibt sich $W = 0{,}12248\, Fv^2$ und $w = 0{,}12248\, v^2$, wonach folgende Tabelle berechnet ist:

$v =$	2	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42
$w =$	0,5	1,1	4,4	9,9	17,6	27,6	39,7	54,0	70,6	89,3	110,2	133,4	158,7	186,3	216,1

Für $\psi = 1{,}97$ wird $W = 0{,}13\, Fv^2$ und $w = 0{,}13\, v^2$.

2. Die Fläche ist geneigt zur Windrichtung. Stößt der Wind auf eine ruhende Fläche F, welche mit der Windrichtung den Winkel α bildet, so ist der Winddruck senkrecht zur Fläche $W = w_1 \cdot F$.

Für dieses w_1 sind nun verschiedene Ausdrücke angegeben:

1. nach J. Newton $w_1 = w \cdot \sin^2 \alpha$,
2. nach F. R. v. Lössl $w_1 = w \cdot \sin \alpha$,
3. nach Rayleigh und E. Gerlach $w_1 = w \frac{(4 + \pi) \sin \alpha}{4 + \pi \sin \alpha}$,

unter w in diesen Gleichungen den früher angegebenen Wert verstanden.

Mauern, welche außer ihrem Eigengewichte nur dem Winddrucke ausgesetzt sind und keine andere Auflast zu tragen haben, nennt man freistehende Mauern.

Eine freistehende Mauer kann im allgemeinen auf zweifache Weise ausgeführt werden:

1. Man führt eine senkrechte Eisenbetonplatte gleichsam als Wand aus, welche in einen durchlaufenden Fundamentklotz oder Grundbalken eingespannt ist.
2. Man führt massive Pfeiler auf entsprechenden Fundamenten aus und spannt oder schachtelt in diese Pfeiler die Eisenbetonplatte ein.

Eine nach dem ersten Verfahren hergestellte Mauer muß bezüglich ihrer Standfestigkeit und Sicherheit im allgemeinen folgenden Bedingungen Genüge leisten:

I. Die Gefahr des Umkippens muß behoben sein, d. h. das Verhältnis des Kippmoments, hervorgerufen durch Eigengewicht, in bezug auf den Punkt C (Abb. 1) zu dem

durch den Winddruck hervorgerufenen Moment, $\frac{M_g}{M_w} = s$, muß gleich sein der Standsicherheit. Gewöhnlich nimmt man $s = 2$ an.

II. Die Druckspannung, welche sich auf die Flächeneinheit der Fundamentsohle ergibt, darf die für die betreffende Bodenart zulässige Größe nicht überschreiten.

III. Jene Fuge der Eisenbetonwand, wo die Einspannung im Fundamentklotz oder Grundträger erfolgt (*AB* in Abb. 1), muß imstande sein, dem Momente der äußeren Kräfte mit genügender Sicherheit Widerstand leisten zu können.

An dieser Stelle sei die Bewehrung solcher Wände besprochen. Da in der Regel der Wind bei freistehenden Wänden von beiden Seiten angreifen kann, daher auch die Zugwirkungen beiderseits auftreten, werden Rundeisen oder andere Eisenformen in der Nähe der Außensichten der Wand in senkrechter Lage einbetoniert. Diese in der Abb. 1 mit t bezeichneten Eiseneinlagen seien Trageisen genannt zum Unterschiede von den sogenannten Verteilungseisen (v in der Abb. 1), welche ebenfalls immer in Verbindung mit den Trageisen, und zwar in senkrechter Lage zu den letzteren und in schwächeren Dimensionen angeordnet werden. Der Querschnitt *AB* wird im allgemeinen auf beiden Seiten symmetrisch bewehrt sein. Die durch das Winddruckmoment M in bezug auf die Fuge *AB* verursachten Spannungen berechnen sich nach den Gleichungen 72, 15a, 73 und 75 des Handbuchs für Eisenbetonbau I. Bd., S. 262.

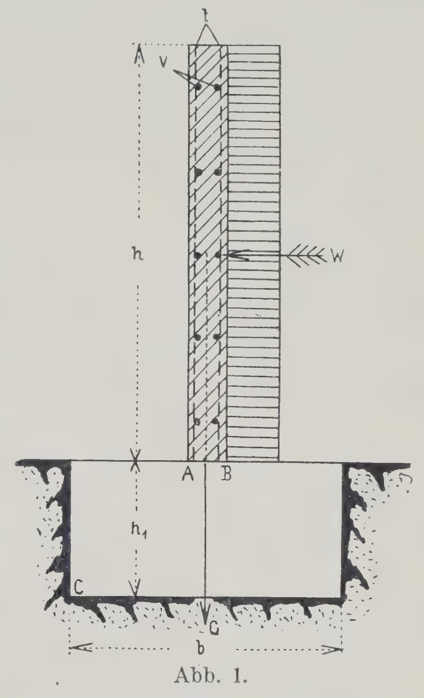


Abb. 1.

In größerer Anwendung sind jedoch die freistehenden Mauern der zweiten Art mit Anordnung von einzelnen Pfeilern. Hier gilt in bezug auf die Pfeiler und deren Fundamente dasselbe, was in den drei Punkten der ersten Mauerart besprochen wurde; außerdem muß die Eisenbetonwand dem jeweiligen größten Moment des Winddruckes Widerstand leisten können. In diesem Falle ist die Bewehrung der Wand eine andere als im früher besprochenen Falle; da dieselbe in die Pfeiler eingespannt oder eingeschachtelt ist, laufen die Trageisen jetzt wagerecht, die Verteilungseisen senkrecht.

Es gilt hier von der Höheneinheit einer Wand an der Einspannstelle dasselbe, wie früher das von der Fuge *AB* Gesagte. Ein Beispiel einer solch ausgeführten Wand soll später genau besprochen und berechnet werden (Abb. 15).

Für die Berechnung der Momente sowie der Spannungen im Beton bezw. im Eisen bei solchen freistehenden Wänden, welche zwischen einzelnen Pfeilern eingespannt sind und die ganze Wand als eine Reihe übereinander gelegter Träger aufgefaßt wird, gibt Prof. Ramisch[1]) bezüglich ihres Eigengewichtes folgende Formeln an:

$$1)\quad M = \frac{7}{48} \cdot P \cdot l,$$

$$2)\quad n = \frac{m \cdot f_e}{f_b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot f_e}{m \cdot f_e}}\right),$$

[1]) Süddeutsche Bauzeitg. 1905.

$$3) \quad \sigma_b = \frac{M}{n \cdot (3 - n) \cdot W_b},$$

$$4) \quad \sigma_e = \sigma_b \cdot m \cdot \frac{1 - n}{n}.$$

Hierbei wird eine Betonschicht zwischen zwei Trageisen in Betracht gezogen. In obigen Formeln bezeichnet f_e den Eisenquerschnitt für eine Schicht, f_b den Betonquerschnitt einer Schicht; σ_e und σ_b sind die Inanspruchnahmen des Eisens bezw. des Betons, W_b das Widerstandsmoment des reinen Betonquerschnitts einer Schicht. Ist also die Entfernung von je zwei Trageisen h, die Stärke der Wand b, so ist $W_b = \frac{b \cdot h^2}{6}$; n bedeutet den Bruchteil des Betonquerschnitts, der nur auf Druck beansprucht wird, und endlich ist m das Verhältnis des Elastizitätskoeffizienten des Eisens zu dem des Betons und P gleich dem Eigengewicht der freistehenden Mauer.

Ebenfalls von Prof. Ramisch sind auch leichte Formeln aufgestellt worden, um die erforderliche Tiefe eines eisernen Ständers (Pfeilers) im Betonfundamente oder eines Holzpfostens im Erdreiche zu berechnen. Bezeichnet $x + y = t$ die erforderliche Fundierungstiefe, W die wagerechte Kraft (Winddruck), h den Abstand dieser Kraft von der Erdoberfläche, σ die zulässige Inanspruchnahme (für Erde 2 bis 3 kg/cm², für Beton 20 bis 40 kg/cm²), so rechnet sich zuerst

$$a = \frac{W}{\sigma \cdot b} \quad \text{und} \quad w = a \frac{3h + 2a}{2h + a},$$

diese beiden Werte a und w setzt man in die Formeln für x und y ein.

$$y = \frac{1}{3} \cdot w \left(1 + \sqrt{1 + \frac{gh}{w}}\right), \qquad x = \frac{y(y + 3h)}{[(3h + 2a) - y]}.$$

Über den Einfluß der Einspannung im Erdreich auf die Standsicherheit von Wänden hat Herr Ingenieur Ullmann eine interessante Abhandlung veröffentlicht, die hier wiedergegeben werden möge.[1])

Wird ein im Erdreich eingespannter Stab durch ein Biegungsmoment beansprucht, dann entstehen im Erdreich Spannungen, welche durch die in Abb. 2 dargestellte Spannungsfläche dargestellt werden. Soll Gleichgewicht herrschen, dann muß 1. die Summe aller Spannungen gleich Null und 2. die Summe der Drehmomente der inneren Spannungen gleich sein dem angreifenden Moment. Die erste Bedingung läßt sich auch schreiben

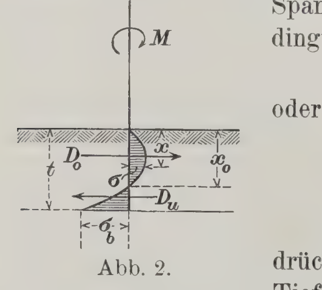


Abb. 2.

$$D_0 = D_u$$

oder

$$\int_0^t \sigma dx = 0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{I)}$$

Da der Widerstand des Materials gegen die Zusammendrückung infolge der entstandenen Druckspannungen mit der Tiefe und proportional zu derselben wächst, so ergibt sich ohne weiteres das Verhältnis der Dehnungskoeffizienten α_1 und α_2 für die Tiefen x_1 und x_2

$$\alpha_1 : \alpha_2 = x_2 : x_1 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 1)$$

und die Dehnung Δ selbst

$$\text{für } x_1 \; . \; . \; . \; . \; \Delta_1 = \alpha_1 \sigma_1$$

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft I, S. 18.

und

$$\text{für } x_2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \varDelta_2 = \alpha_2 \sigma_2,$$

daraus

$$\varDelta_1 : \varDelta_2 = \alpha_1 \sigma_1 : \alpha_2 \sigma_2 \quad \ldots \ldots \quad 2)$$

Wenn nun der Stab als vollständig starr angesehen wird, dann folgt noch (siehe Abb. 3)

$$\varDelta_1 : \varDelta_2 = (x_0 - x_1) : (x_0 - x_2) \quad \ldots \ldots \quad 3)$$

Aus Gleichung 2 und 3 erhält man

$$\alpha_1 \sigma_1 : \alpha_2 \sigma_2 = (x_0 - x_1) : (x_0 - x_2),$$

ebenso aus Gleichung 1

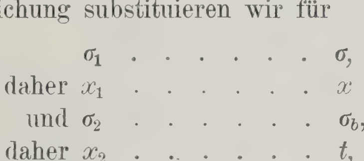
$$\alpha_1 \sigma_1 : \alpha_2 \sigma_2 = x_2 \sigma_1 : x_1 \sigma_2.$$

Die Vereinigung der Proportionen gibt

$$\frac{x_0 - x_1}{x_0 - x_2} = \frac{x_2 \sigma_1}{x_1 \sigma_2} \quad \ldots \ldots \quad 4)$$

Abb. 3.

In der erhaltenen Gleichung substituieren wir für



σ_1 . . . . σ,

daher x_1 x

und σ_2 . . . . σ_b,

daher x_2 . . . . t,

worauf sich die Gleichung ändert in

$$\frac{x_0 - x}{x_0 - t} = \frac{t \cdot \sigma}{\sigma_b \cdot x} \quad \text{oder} \quad \sigma = \frac{\sigma_b}{(x_0 - t)\, t} (x_0 - x)\, x \quad \ldots \quad \text{II)}$$

Den Wert von σ in die Gleichung I eingesetzt, ergibt sich

$$\frac{\sigma_b}{(x_0 - t)\, t} \int_0^t (x_0 x - x^2)\, dx = 0 = \frac{\sigma_b}{(x_0 - t)\, t} \left(\frac{x_0 t^2}{2} - \frac{t^3}{3} \right)$$

und daraus ist

$$x_0 = \frac{2}{3} t \quad \ldots \ldots \quad \text{III)}$$

Substituiert man nun den Wert für x_0 in der Gleichung II, dann wird

$$\sigma = \frac{\sigma_b}{t^2} (2t - 3x)\, x \quad \ldots \ldots \quad \text{IIa)}$$

Dies ist die Gleichung einer quadratischen Parabel, deren Scheitel in $\sigma_{\max}$ mit der Abszisse x_1 liegt (Abb. 4).

Es wird also

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = 0$$

oder

$$k\, (2t - 6x) = 0,$$

woraus dann

$$x_1 = \frac{1}{3} t \quad \ldots \ldots \quad \text{IV)}$$

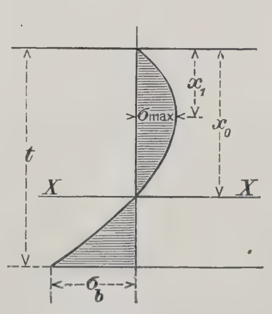


Abb. 4.

Das entstehende Moment der Spannungsfläche (M_i), welches gemäß der erw. Bedingung gleich sein muß dem

äußeren Moment (M), wird dargestellt durch die Summe

$$\int_0^{-2/3\,t} \sigma \cdot x \cdot dx + \int_0^{+1/3\,t} \sigma \cdot x \cdot dx;$$

die auf die XX-Achse bezogene Gleichung IIa lautet

$$\sigma = \frac{\sigma_b}{t^2}\,(2t + 3x) \cdot x,$$

daher

$$M_i = \frac{\sigma_b}{t^2}\left[\int_{-2/3\,t}^{0}(2t + 3x)\,x^2 dx + \int_{1/3\,t}^{0}(2t + 3x)\,x^2 dx\right]$$

$$= \frac{\sigma_b}{t^2}\left(\frac{4t^4}{81} + \frac{11\,t^4}{81 \cdot 4}\right) = \frac{\sigma_b\,t^2}{12} \quad \ldots \ldots \ldots \text{V)}$$

Da $M_i = \frac{M}{b}$ (b ist die konstant gedachte Breite des Stabes), so ist

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{b\,t^2}{12}} \quad \ldots \ldots \ldots \text{VI)}$$

In den meisten Fällen tritt zur reinen Biegungsbeanspruchung auch noch eine horizontale Druckbeanspruchung.

Das Drehmoment sei wie früher M, die Druckkraft D.

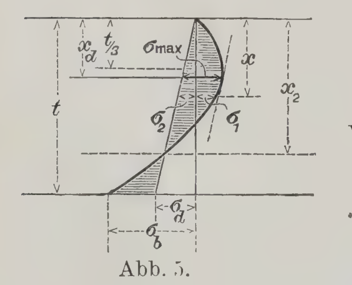


Abb. 5.

Es muß nun wieder sein

$$\int_0^t (\sigma_1 + \sigma_2)\,dx = \frac{D}{b} \quad \text{(Abb. 5)},$$

worin

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_b}{t^2}\,(2\,t - 3\,x)\,x \quad \ldots \text{IIa)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_d\,\frac{x}{t};$$

daraus ist

$$\frac{D}{b} = \int_0^t \left[\frac{\sigma_b}{t^2}\,(2\,tx - 3\,x^2) + \frac{\sigma_d}{t} \cdot x\right] dx;$$

$$\sigma_d = \frac{2\,D}{b\,t} \quad \ldots \ldots \ldots \text{VII)}$$

Das x_2 wird erreicht, wenn $\sigma_2 = -\sigma_1$ wird oder

$$\frac{\sigma_b}{t^2}\,(2\,t - 3\,x_1)\,x_1 = -\sigma_d\,\frac{x_1}{t}$$

$$\frac{12\,M}{b\,t^3}\,(2\,t - 3\,x_1) = \frac{2\,D}{b\,t}$$

und

$$x_1 = \frac{D t^2 + 12\,M t}{18\,M} \quad \ldots \ldots \ldots \text{VIII)}$$

Die gefährlichste Beanspruchung des Erdreichs wird sich für die Abszisse $x_d = (\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_{\max}$ ergeben (Abb. 5)

$$\frac{\partial(\sigma_1 + \sigma_2)}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\sigma_b}{t^2}(2t - 6x_d) + \frac{\sigma_d}{t} = 0$$

und daraus

$$x_d = \frac{t(2\sigma_b + \sigma_d)}{6\sigma_b}.$$

Für σ_b und σ_d die Werte in diese Gleichung eingesetzt, erhält man

$$x_d = \frac{t\left(\frac{24M}{bt^2} + \frac{2D}{bt}\right)}{\frac{6 \cdot 12M}{bt^2}} = \frac{t(12M + Dt)}{36M}$$

oder

$$\boldsymbol{x_d = \frac{t}{3} + \frac{Dt^2}{36M}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{IX)}$$

Da $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$ wird

$$\frac{\sigma_b}{t^2}(2t - 3x_d)x_d + \sigma_d\frac{x_d}{t}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{\max} = \frac{x_d}{bt^4}\left[12M(2t - 3x_d) + Dt^2\right]} \quad \ldots\ldots \quad \text{X)}$$

worin für x_d der Wert von Gleichung IX zu setzen ist.

Beispiel.

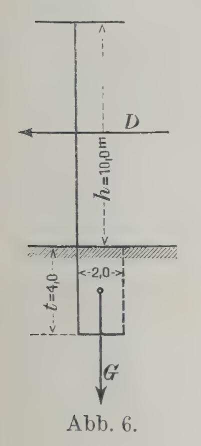


Abb. 6.

Eine 10 m hohe und 4 m tief in das Erdreich eingespannte Winkelmauer von skizzierter Form (Abb. 6) werde durch Winddruck horizontal beansprucht. Gesucht ist die maximale Größe desselben unter Rücksichtnahme auf die Stabilität der Wand.

a) Ohne Berücksichtigung der Einspannung.

$$M_g = M_D$$

$$g = 2{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 4{,}00 \cdot 1600 = \mathbf{12\,800\ kg/lfd.\ m}$$

$$M_W \cong 9{,}00\, D \text{ kgm}$$

$$\boldsymbol{M_g = 12\,800 \cdot 1{,}00 = 12{,}800\ \text{kgm}}$$

$$9{,}00\, D = 12\,800$$

$$\boldsymbol{D'_{\max} \sim 1400\ \text{kg/lfd. m.}}$$

b) Berücksichtigung der Einspannung.

$$M \sim D\left(\frac{h}{2} + \frac{2}{3}t\right) = D\left(5 + \frac{2}{3} \cdot 4\right) \sim \mathbf{7{,}7}\,\boldsymbol{D}$$

und

$$x_d = \frac{t}{3} + \frac{Dt^2}{277\,D} = \frac{4}{3} + \frac{16}{277} = \mathbf{1{,}39\ m.}$$

Der Wert von σ_{max} darf höchstens den des passiven Erddrucks erreichen; also

$$\sigma_{max} = c \cdot x_d$$

und in Gleichung X eingesetzt

$$c \cdot x_d = \frac{x_d}{b t^4} [12 M (2t - 3x_d) + 2 D t^2]$$

oder

$$c = \frac{D}{b t^4} [96 (2t - 3x_d) + 2 t^2],$$

daher

$$D = \frac{c b t^4}{96 (2t - 3x_d) + 2 t^2}.$$

Den Wert $c = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$, für $\varphi = 30^\circ$ und $\gamma = 1600$ kg/m³ gesetzt, erhalten wir

$$c = 3 \cdot 1600 = \mathbf{4800}.$$

Es wird daher

$$D''_{max} = \frac{4800 \cdot 1{,}00 \cdot 256}{96 (2 \cdot 4 - 3 \cdot 1{,}39) + 2 \cdot 16} \sim \mathbf{3000\ kg.}$$

Die größte zulässige Gesamtdruckkraft wird daher bei Vernachlässigung der Scherfestigkeit des Materials

$$D_{max} = 1400 + 3000 = \mathbf{4400\ kg/lfd.\ m,}$$

woraus $d = 440$ kg/m² sich ergibt.

Aus diesem Beispiel ist der Einfluß der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände deutlich ersichtlich. Es ist auch ohne weiteres klar, daß die Einspannung hauptsächlich bei bewehrten Betonkonstruktionen zur Geltung gebracht werden kann, da diese ohne Schwierigkeiten genügend biegungsfest konstruiert werden können.

Freistehende Mauern in Eisenbeton werden zu den verschiedensten Zwecken verwendet. Sie dienen vor allem zur Einfriedigung von Grundstücken und Gärten, als Windfänge, als Blendwände, als Schießstände, als Feuermauern usw.

Im folgenden mögen einige solcher freistehenden Mauern besprochen werden.

2. Beispiele von Einfriedigungsmauern.

Eine Form[1]) der Einfriedigungsmauern, welche sehr oft verwendet wird, ist jene, wo man als Traggerippe zweckmäßig alte Eisenbahnschienen nimmt, die selbst dann noch benutzt werden können, wenn sie zu eigentlichen Bauzwecken nicht mehr brauchbar erscheinen.

Zur Herstellung einer solchen Betonmauer hebt man in der Richtungslinie derselben eine Reihe etwa 50 bis 60 cm tiefer quadratischer Löcher im Gelände von ungefähr ebenfalls 60 cm Seitenlänge in etwa 3 bis 5 m Entfernung voneinander aus. In der Mitte dieser Löcher wird je eine Schiene senkrecht pfostenartig aufgestellt, und zwar so, daß der Schienenkopf abwechselnd nach der Außenseite oder nach der Innenseite der Mauer gerichtet ist. Die Länge der Schiene über der Bodenoberfläche muß der Höhe der zukünftigen Mauer entsprechen. Nachdem man eine Reihe solcher Schienen genau senkrecht in die Löcher gestellt und nach der Schnur ausgerichtet hat, fertigt man sich aus etwa 4 cm starken Brettern eine Stampfform an, die den Fuß der Schiene, der unter der Bodenoberfläche ist, umgibt, und welche man, nachdem sie an richtiger Stelle angebracht ist, mit magerem Beton in bekannter Weise

[1]) Zement und Beton 1902.

ausstampft. Damit die Schienen während dieser Arbeit nicht aus ihrer Lage kommen, werden sie provisorisch durch seitliche Holzstreben gesichert. Nach Fertigstellung dieses Sockels zieht man die Form nach oben ab. Um ein leichteres Entfernen derselben bewerkstelligen zu können, sind die Wände der Kastenform zueinander geneigt und die Form ist so aufgestellt, daß die Sohle des Betonsockels die größere Fläche bildet. Wenn die Betonsockel genügend erhärtet sind, hebt man von einem Eisenständer bis zum anderen einen schmalen Graben aus, der mit Beton bis zur Höhe der Sockeloberkante ausgefüllt wird. Um die eigentliche Mauer ausführen zu können, bedarf es einiger etwa 4 cm starker Bretter, die etwas länger sind als die Entfernung von Ständer zu Ständer, welche etwa 3 bis 5 m betragen kann, je nach der Höhe der Mauer. Diese Bretter werden seitlich der Schienenfüße und -Köpfe an die Ständer angelegt und am überstehenden Ende miteinander durch eiserne Schraubenbolzen verbunden. Damit durch das Anziehen der Bolzen die Bretter sich in der Mitte nicht ausbauchen, legt man an den überstehenden Enden einige hölzerne Beilagen passender Stärke ein und verbindet die Bretter in der Mitte durch Stehbolzen miteinander, wie dies auch aus der Abb. 9 ersichtlich ist. Der durch Anbringung der Bretter gewonnene Zwischenraum wird nun von oben her mit Beton ausgestampft. Nach dem Ausstampfen zieht man die verbindenden Stehbolzen heraus und rückt die Bretter um eine Brettbreite nach oben oder setzt an die unten gelegenen Bretter neue darauf. Man wiederholt dieses Verfahren so lange, bis die Höhe der Mauer erreicht ist. Es ist zweckmäßig, die Mauer nicht in ihrer ganzen Länge gleichzeitig in Angriff zu nehmen, sondern die einzelnen Felder nacheinander fertigzustellen, weil dadurch eine größere Sicherheit geboten ist, daß sich durch Schwinden beim Abbinden keine Risse bilden können.

Man kann solche Mauern ganz unbedenklich bis zu 3 m Höhe auf diese Weise ohne weitere Eiseneinlage herstellen, ohne die Standfestigkeit zu beeinträchtigen. Handelt es sich jedoch um höhere Mauern, so ist es von großem Vorteil, wenn man zur Sicherung des Widerstandes der Mauer einen Ständer mit dem nächsten durch schwache Rundeisen (etwa 10 bis 15 mm Durchmesser) verbindet. Zu diesem Zwecke genügt es vollkommen, wenn die Rundeisen in einfacher Weise durch in den Steg der Schiene gebohrte Löcher gesteckt und die überstehenden Enden mit dem Hammer hakenförmig umgebogen werden. Man spart auf diese Weise die sonst üblichen Mutterschrauben und hat es vollständig in der Hand, die jeweils erforderliche Länge auf dem Bauplatz selbst abzuhauen. An Stelle dieser Rundeiseneinlage läßt sich auch eine Drahteinlage oder Streckmetall benutzen, indem man die Drahtgewebe ganz ähnlich wie bei einer Rabitzwand anwendet. Zur Bildung der Ecken bei Richtungsveränderungen der Mauern stellt man statt eines Ständers zwei in einen gemeinschaftlichen Sockel, wie in Abb. 7 gezeichnet ist. Die Herstellung von Türöffnungen geschieht in den erforderlichen Abmessungen der Türzargen durch zwei ⊏-Eisen, welche an entsprechender Stelle in Betonsockeln aufgestellt werden. Man kann die Standfestigkeit dieser Mauern noch vergrößern, indem man in entsprechenden Entfernungen die Mauer mit Betonpfeilern versieht. Eine auf die beschriebene Weise hergestellte Einfriedigungs-

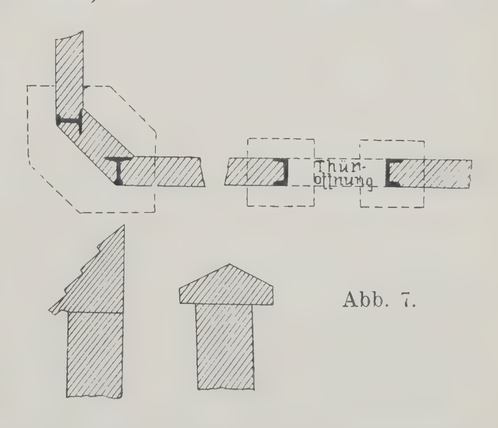


Abb. 7.

mauer hat einen ganz bedeutend höheren Widerstand und eine viel größere Standfestigkeit als eine ähnliche aus Ziegelsteinen hergestellte Mauer. Zur Bekrönung der Mauer kann man sich sehr leicht in passende Holzformen gestampfte Abdeckplatten herstellen, denen man durch Profilierung ohne große Kosten einen gefälligen Querschnitt geben kann (Abb. 7). Eine Betonmauer ähnlicher Konstruktion ist in Berlin zur Einfriedigung des Kasernenhofes des 2. Garde-Regiments in der Karlstraße ausgeführt. Die ursprüngliche Einfriedigung bestand aus einem auf einem Marmorsockel stehenden, aus senkrechten Flacheisenstäben gebildeten Gitter von ungefähr 3 m Höhe. Um den Einblick von der Straße in den Kasernenhof zu verhindern, bettete man diese Gitter in eine Betonschicht ein, so daß die oberen mit Spitzen bewehrten Enden noch ein Stück daraus hervorsehen. Die Mauer ist etwa 250 m lang und hat nur eine Stärke von etwa 10 cm. Die nach der Straße zugekehrte Seite ist durch vorgelegte schwache Pfeiler in Felder gegliedert, die durch geschickt angebrachten Putz eine ganz angenehm wirkende Ansichtsfläche darbieten, wie aus Abb. 8 zu ersehen ist.

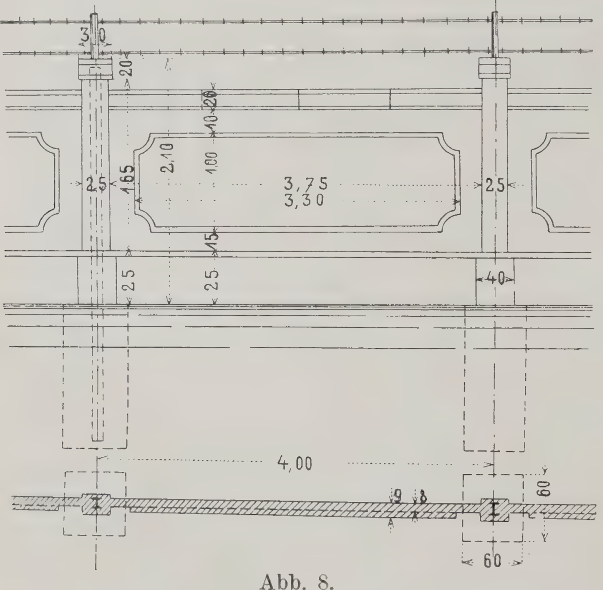


Abb. 8.
Kasernenhofmauer in der Karlstraße, Berlin.

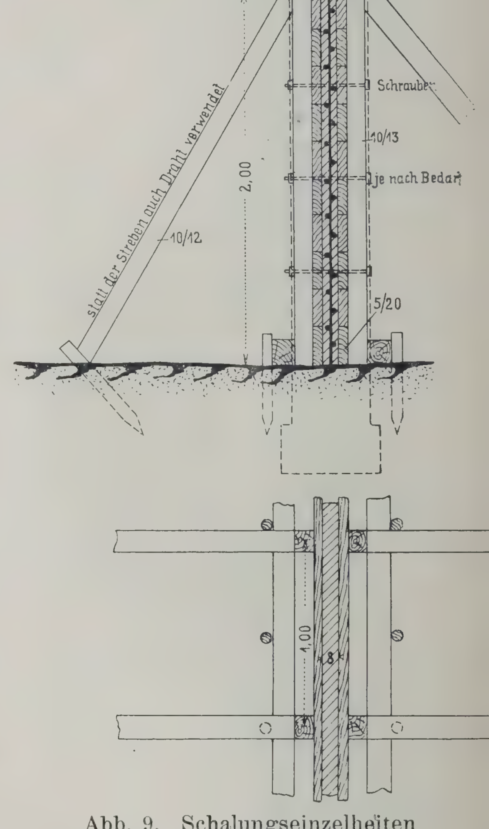


Abb. 9. Schalungseinzelheiten einer freistehenden Mauer.

Eine Mauer ähnlicher Art wurde bei der Einfriedigung eines Petroleumlagerhofes in Berlin errichtet.[1]) In Abständen von 5 zu 5 m wurden mit Fußlaschen versehene I-Eisen P.-Nr. 18 aufgestellt, welche etwa 2,5 m über den Erdboden ragten. In Abständen von 20 zu 20 cm wurden senkrechte Eisenstäbe aufgestellt und mittels Bindedrahtes mit den wagerechten Eisenstäben verbunden. Es wurde dort zuerst ein Eisengerippe angefertigt und dann mit der Aufstellung des Lehrgerüstes begonnen. Zu diesem Zwecke wurden in Abständen von 1 m und 7,5 cm von den senkrechten Eisenstäben entfernt die in Abb. 9 sichtbaren Kreuzhölzer aufgestellt,

[1]) Zement und Beton 1906.

welche unten mittels eiserner Klammern oder kleiner Pflöcke an einer Schwelle befestigt waren. Auf der anderen Seite des Eisengerippes wurden gleiche Kreuzhölzer aufgestellt, welche unten ebenfalls durch eine Schwelle gehalten wurden, während sie oben durch ein übergenageltes Brettstück mit der Nachbarsäule verbunden wurden. Diese Ständer wurden durch die Steifen in genauer Lage erhalten. Gegen das Ausbauchen beim Einstampfen diente ein in der Mitte durch beide Ständer gezogener Verbindungsbolzen, der mit einem Handgriff zum leichten Herausziehen versehen war und am anderen Ende ein Gewinde mit einer Flügelmutter trug. Nun wurden von Länge geschnittene Bretter hinter die Ständer eingebracht. An den Enden der Schalbretter wurden Spreizstücke eingelegt, so daß die Entfernung von 10 cm zwischen den Innenseiten der Bretter überall vorhanden war. Die Stärke der Schalungsbretter betrug bei der engen Anordnung der Ständer nur 25 mm. Beim Einfüllen der Betonmasse in die Schalung wurden nur immer zwei oder höchstens drei Brettseiten aufeinandergesetzt, um die Betonmasse bequem einschlagen zu können. Die Masse war ziemlich naß und wurde gewissermaßen als dickbreiiger Zementkiesmörtel angemacht. Nachdem das Schalgerüst bis zu der ganzen Höhe mit Betonmörtel eingefüllt war, ließ man den Beton abbinden und entfernte dann das Gerüst. Zu diesem Zwecke löste man zunächst die Flügelmuttern der Bolzen und zog sie dann aus dem Beton heraus. Danach beseitigte man die Schwellen und entfernte die Steifen. Alsdann wurde das Verbindungsbrett am oberen Ende der Ständer abgeschlagen und die Ständer nach beiden Seiten hin abgeklappt. Die durch die Bolzen entstandenen Löcher im Beton wurden später mit Zementmörtel ausgegossen und die Wandflächen noch vor dem

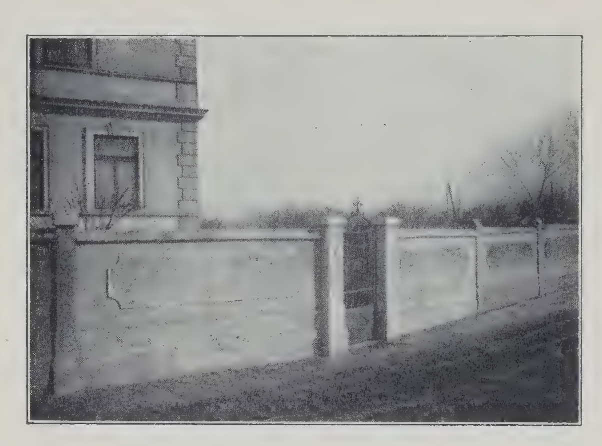


Abb. 10. Gartenmauer in Zauchtel.

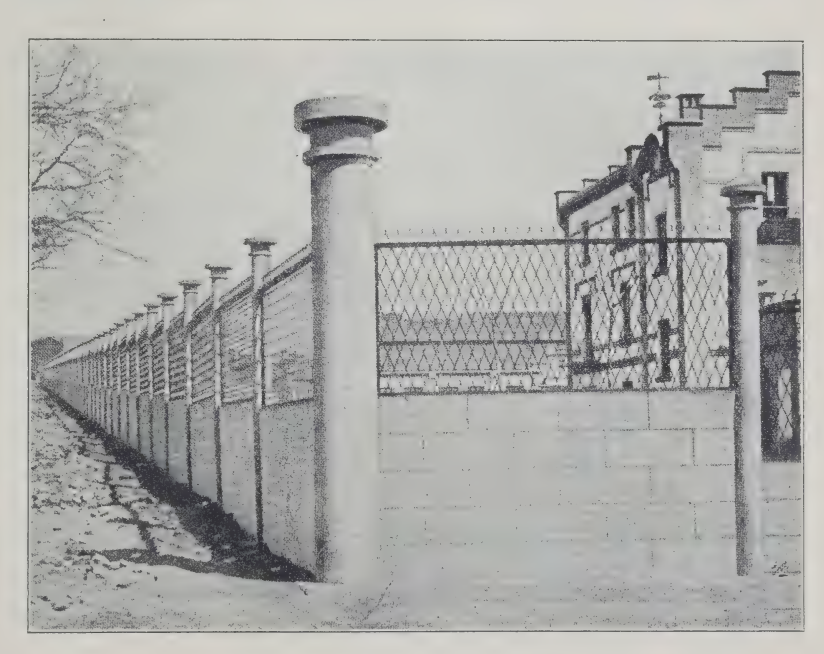


Abb. 11. Gartenmauer in Madrid.

völligen Erhärten mit dünnem Zementmörtel beworfen und glatt zugeputzt. Die I-Träger wurden ebenfalls mit Betonmasse umgeben und als vorliegende Pfeiler behandelt.

Diese beiden Mauern wurden deshalb etwas ausführlicher besprochen, weil alle freistehenden Mauern in derselben oder ähnlicher Weise ausgeführt werden. In der Abb. 10 ist das Lichtbild einer Garteneinfriedigungsmauer in Zauchtel in Mähren gegeben, wie sie die Unternehmung Schittenhelm u. Söhne ausführt. In der Abb. 11 ist die Einfriedigungsmauer des Gebäudes der spanischen Gesellschaft für Metallkonstruktionen in Madrid zu sehen, nach dem System Unciti mit Streckmetall ausgeführt. Von den überaus zahlreichen Einfriedigungsmauern seien erwähnt jene zu St. Cloud, jene von Arras (Pas de Calais), die Begrenzung des Friedhofes in Sevran-Livry (Frankreich), die des Restaurants Ledoyen in Paris, ferner eine in Düsseldorf und eine in Kopenhagen, ferner jene für die Kaiserliche Geburtsklinik und jene für ein Gebäude der Moskauer Bank in St. Petersburg, jene in der Engelsburg in Rom und schließlich jene nach den Systemen Professor Ramisch und Prüß mit Flacheiseneinlagen versehenen, aus Kunststeinen ausgeführten Einfriedigungsmauern u. v. a.

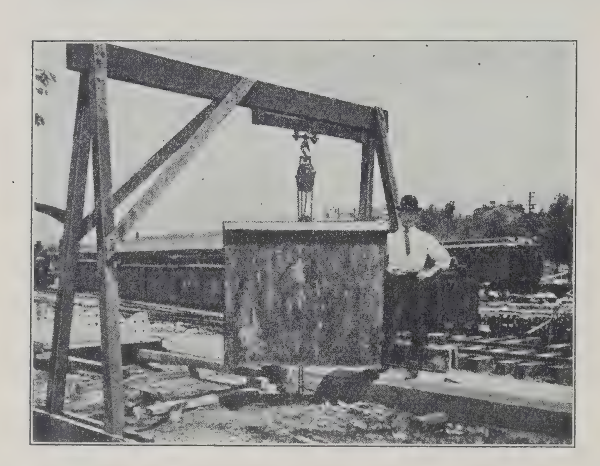


Abb. 12. Versetzen von Wandteilstücken einer Wand in Flatbush.

Zum Schlusse möge einer Einfriedigungsmauer Erwähnung getan werden, welche in einzelnen fertigen Teilstücken ausgeführt wurde. Es handelt sich um die Einfriedigungsmauer des Endbahnhofs in Flatbush bei Brooklyn der Long Island-Eisenbahn. Dieselbe stellt Eisenbetonplatten von 1,5 m vor, welche auf einer Mauer aus gewöhnlichem Mauerwerk aufgestellt wurden in einer Gesamtlänge von 240 m. Die Stärke derselben beträgt 10 cm. Sie ist mit Ransome-Eisen nach zwei Richtungen bewehrt und an ihrem oberen Ende gesimsartig abgeschlossen. Diese stehende Eisenbetonwand wurde durch kleine Pfeiler, die an der Rückseite angebracht wurden, verstärkt. Sie wurde in 2,50 m langen Teilstücken, die vorher hergestellt wurden, in der Weise ausgeführt, daß diese Teilstücke nach Abb. 12 mittels eines einfachen Bockes und eines Flaschenzuges in die Höhe gehoben und mittels eines Wagens an Ort und Stelle verführt wurden.



Abb. 13. Einrüstung der Blendmauer Montebello, Triest.

Bei diesen Vorgängen ergaben sich keine Schwierigkeiten. Die Verbindung dieser Eisenbetonwand mit der Mauer geschah in der Weise, daß an dem oberen Teile der Mauer Löcher angebracht wurden, in welche Ankereisen, die aus der Eisenbetonwand herausragten, versenkt wurden.

3. Beispiele von Blend- und Giebelmauern.

Von ausgeführten Blendmauern in Eisenbeton soll Erwähnung getan werden der Blendmauer zwischen Bau-km 49,844 und 49,987 der Teilstrecke Görz—Triest der Wocheinerbahn bei der Rennbahn Montebello im Weichbilde der Stadt Triest.[1]) Diese Mauer hat den Zweck, die rollenden Fahrbetriebsmittel der Rennbahn zu verhüllen und so ein Scheuwerden der Pferde zu verhindern. Dieselbe ist im Bauzustande in der Abb. 13 ersichtlich. Aus dem in Abb. 14 gegebenen Längenprofile ist zu ersehen, daß die Bahn gerade an dieser Stelle aus dem Damme in den Einschnitt übergeht und

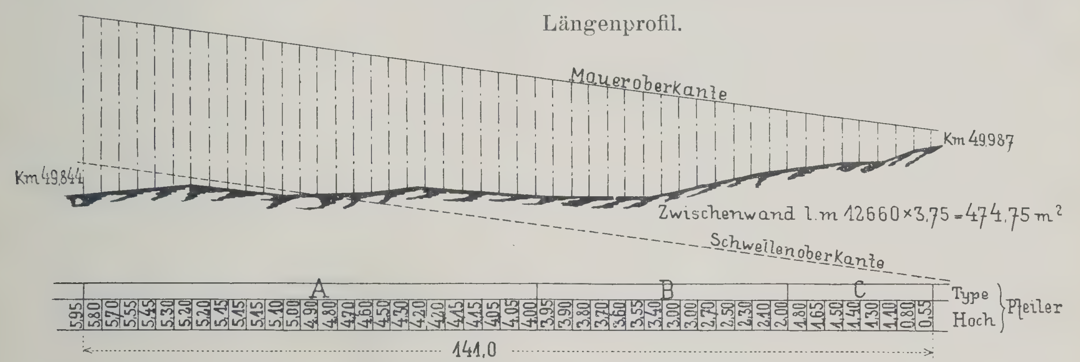


Abb. 14. Schematischer Längenschnitt der Blendmauer bei Montebello, Triest.

diese gerade gegen die Rennbahn abgeblendet werden mußte. Es ergab sich daher bei Beginn der Blendmauer die ziemlich große Höhe von etwa 6 m, welche sich infolge des eintretenden Einschnitts bis auf 0,55 m erniedrigt. Die Länge dieser Mauer beträgt 141 m. Sie wurde nach der am Anfange der freistehenden Mauern besprochenen Form II ausgeführt und besteht aus einer 10 cm starken Monierwand, welche in Eisenbetonsäulen eingespannt ist. Die einzelnen Säulen haben eine Achsenentfernung von 3 m. Am Fuße der Mauer und der Säulen ist eine sockelartige Verstärkung angebracht. Jede Säule fußt auf einem Betonklotze, der nicht symmetrisch ausgeführt ist, da der Wind (Bora) an diesem Gelände nur aus einer Richtung kommt. Im folgenden sei die Untersuchung der statischen Verhältnisse dieser Mauer angegeben, da diese gleichsam als Muster einer Blendmauer gelten kann. Ihrer Höhe über der Erdoberfläche nach wurde sie in 3 Type eingeteilt. Typ A zu 6 m, Typ B zu 4 m und Typ C zu 2 m Höhe. Typ A möge in Rechnung gezogen werden.

Es müssen nach S. 320 bis 321 folgende Punkte eingehalten werden: I. Die Gefahr des Umkippens der Pfeiler muß behoben sein. II. Die Bodenpressung an der Sohle der Säulenfundamente darf die zulässige Grenze nicht überschreiten. III. Die Einspannfläche der Eisenbetonsäulen in ihre Fundamente muß den äußeren Kräften genügend Widerstand leisten können. IV. Die Wand selbst muß genügend stark sein, um ebenfalls die äußeren Kräfte aufnehmen zu können.

In der Abb. 15 ist die Ansicht und der Grundriß der Säulen Typ A zu sehen. Da in diesem besonderen Falle der Wind nur von einer Seite angreifen kann, erfolgt

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft X, S. 243.

das Umkippen um den Punkt A der Abb. 15. Es muß daher $\frac{M_g}{M_w} > 1 = s$, wobei M_g das Moment des Eigengewichts, M_w das Moment des Winddrucks, s der Sicherheitsgrad ist.

Das Gesamtgewicht, welches eine Säule zu tragen hat, setzt sich zusammen:

Volumen der Säule:

$$(0,4 \cdot 0,3 \cdot 2,0) + (0,6 \cdot 0,3 \cdot 2,0) + (0,8 \cdot 0,3 \cdot 2,0) = 1,08 \text{ m}^3$$

Volumen der Wand:

$$(2,7 \cdot 0,10 \cdot 5,00) = 1,35 \text{ m}^3$$

Volumen des Sockels:

$$(2,70 \cdot 0,20 \cdot 1,00) = 0,54 \text{ m}^3.$$

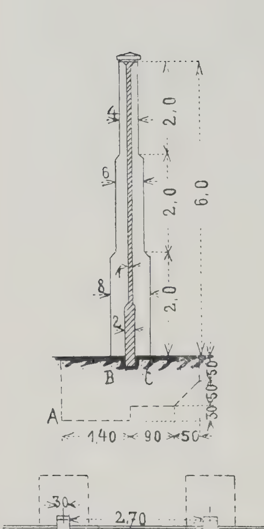


Abb. 15. Querschnitt und Grundriß der Blendmauer bei Montebello, Triest.

Gesamtvolumen des Eisenbetons, den eine Säule zu tragen hat, 2,97 m³. Volumen des Fundaments aus Beton 3,095 m³. Das spezifische Gewicht des Eisenbetons mit 2,5, das des Stampfbetons mit 2,4 t/m³ vorausgesetzt, gibt ein Gesamteigengewicht $G = 2,97 \cdot 2,5 + 3,095 \cdot 2,4 = 14,85$ t. Die Entfernung der Schwerlinie vom Punkt $A = 1,40$ m.

Das Moment des Gesamteigengewichts $M_g = 14,85 \cdot 1,4 = 20,79$ tm. Für die Berechnung des Momentes infolge Winddrucks wurde als senkrechte Komponente desselben 170 kg/m² in Rechnung gezogen, da die herrschende Windrichtung mit der Wand einen Winkel von 30° einschließt. Die dem Winde ausgesetzte Fläche für eine Säule beträgt $F = 3 \cdot 6 = 18$ m² und daher die Gesamtwindkraft $W = 18 \cdot 0,17 = 3,06$ t. Der Abstand der Angriffslinie des Winddrucks vom Punkte A ist $\frac{6}{2} + 1,3 = 4,3$ m, da die Angriffsfläche des Winddrucks ein Rechteck bildet. Das Moment infolge Winddrucks daher $M_w = 3,06 \cdot 4,3 = 13,15$ tm und $\frac{M_g}{M_w} = \frac{20,79}{13,15} = 1,58 = s > 1$.

Zu II. Die Pressungen in der Fundamentsohle berechnen sich aus der Formel $\sigma_d = \frac{G}{F} + \frac{M_w}{W}$, wobei F die Sohlfläche, W das Widerstandsmoment derselben bedeutet,

$$W = \frac{1 \cdot \overline{2,8^2}}{6} = 1,30 \text{ m}^3$$

$$\sigma_d = \frac{14,85}{2,8} + \frac{12,24}{1,3} = 14,70 \text{ t/m}^2 = 1,47 \text{ kg/cm}^2,$$

also in den zulässigen Grenzen sich befindet.

Zu III. Die Fuge BC der Abb. 15 muß die äußeren Kräfte aufnehmen können. Auf diese Fuge wirkt einmal das Gewicht des ganzen Eisenbetons und zweitens wieder die gesamte Windkraft. In dieser Fläche müssen die Zugspannungen durch entsprechende Eiseneinlagen aufgenommen werden. Wie früher berechnen sich die Inanspruchnahmen $\left.\begin{matrix}\sigma_d'\\ \sigma_z'\end{matrix}\right\} = \frac{G'}{F'} \pm \frac{M_w'}{W'}$, wobei σ_d' und σ_z' die Inanspruchnahmen auf Druck bezw. auf Zug bedeuten, G' das Gewicht des Eisenbetons, F' die Fugenfläche BC,

W' ihr Widerstandsmoment darstellen, M_w' das Winddruckmoment bezüglich der Fuge BC ist:

$$G' = 2,97 \cdot 2,5 = 7,42 \text{ t}$$

$$F' = 0,3 \cdot 0,8 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$M_w' = 3,06 \cdot 3 = 9,18 \text{ tm}$$

$$W' = \frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot \overline{0,8^2} = 0,032 \text{ m}^3$$

$$\sigma_d' = \frac{7,42}{0,24} + \frac{9,18}{0,032} = 31,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z' = \frac{7,42}{0,24} - \frac{9,18}{0,032} = 25,59 \text{ kg/cm}^2.$$

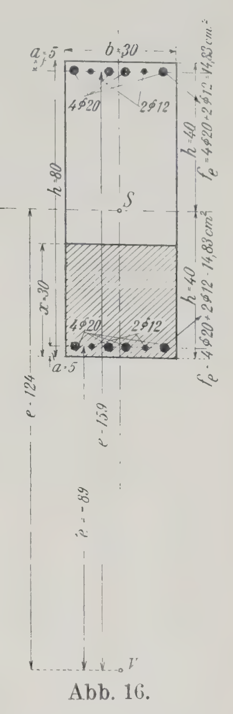


Abb. 16.

Diese berechneten Inanspruchnahmen gelten für eine homogene reine Betonfläche ohne Eiseneinlagen. Da sich hierbei Zugspannungen im Beton ergeben, die um ein beträchtliches größer als 10 kg/cm² sind, so muß die Rechnung mit Vernachlässigung der Betonzugzone vorgenommen werden, um richtigere Werte für die Eisen-Zug- und -Druckspannung bezw. die Betondruckspannung zu erhalten. Der Querschnitt BC ist in der Abb. 16 zu sehen. Auf diesen Querschnitt wirkt eine stark exzentrisch angreifende Normalkraft $G' = 7,42$ t und ein Biegungsmoment $M_w' = 9,18$ tm. Die Entfernung des Angriffpunkts der Normalkraft V vom Schwerpunkt des Querschnitts S berechnet sich aus $e = \frac{M_w'}{G'} = \frac{9,18}{7,42} = 1,24$ m. In unserem Falle ist der Querschnitt beiderseits gleich bewehrt und auch der Abstand der Eiseneinlagen vom jeweiligen Rande ist gleich. Für solche rechteckige Querschnitte berechnet sich die neutrale Achse nach der Formel 134a (Handbuch für Eisenbetonbau, I. Bd., erste Auflage, S. 289).

$$x^3 - 3(a - e')\,x^2 + \frac{6nf_e}{b}(e + e') \cdot x - \frac{6nf_e}{b}\left[(h - a) \cdot e + a \cdot e'\right] = 0.$$

$$a = 5, \quad e' = 89, \quad n = 15, \quad f_e = 14,83, \quad b = 30, \quad e = 159, \quad h = 80.$$

Dies eingesetzt gibt

$$x^3 + 252\,x^2 + 11\,034\,x = 550\,341$$

$$x = 30 \text{ cm}.$$

Die Spannungen berechnen sich aus folgenden Formeln:

die Betondruckspannung $\sigma_b = \dfrac{2\,G' \cdot x}{b \cdot x^2 + 2nf_e(2x - h)}$

die Eisenzugspannung $\sigma_e = n \cdot \sigma_b \cdot \dfrac{h - a - x}{x}$

die Eisendruckspannung $\sigma_e' = n \cdot \sigma_b \cdot \dfrac{x - a}{x}$.

(Vergl. die Formeln 135a, 15a und 73 des Handbuchs für Eisenbetonbau, I. Bd., erste Auflage, S. 262.)

Daher ist
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 7420 \cdot 30}{30 \cdot 30^2 + 2 \cdot 15 \cdot 14{,}83\,(60 - 80)} = 24{,}6 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 15 \cdot 24{,}6 \cdot \frac{80 - 5 - 30}{30} = 555 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e' = 15 \cdot 24{,}6 \cdot \frac{30 - 5}{30} = 308 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu IV. In Betracht wird gezogen 1 Höhenmeter der Wand; der Querschnitt ist aus Abb. 17 zu ersehen. Die Windkraft, die auf diesen Streifen wirkt,
$$W = 1 \cdot 170 \cdot 2{,}7 = 460 \text{ kg}.$$

Die Wand wird als zwischen den einzelnen Säulen frei aufliegend betrachtet, als ungünstigerer Fall, und $M = \frac{1}{8} \cdot W \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 460 \cdot 270 = 15\,500$ kgcm. In Wirklichkeit wird die Wand als teilweise eingespannt oder doch wenigstens als kontinuierlich über die Säulen gehend zu betrachten sein, und das Moment sinkt auf $\frac{1}{10}\, W \cdot l$ herab.

Die Betondruckrandspannung nach Formel 75 Handbuch für Eisenbetonbau, I. Bd., erste Auflage, S. 263 mit
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 15\,500 \cdot 2{,}4}{100 \cdot 2{,}4^2\,(10 - 1{,}5 - 0{,}8) + 30 \cdot 3{,}84\,(2{,}4 - 1{,}5)\,(10 - 3)} = 14{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

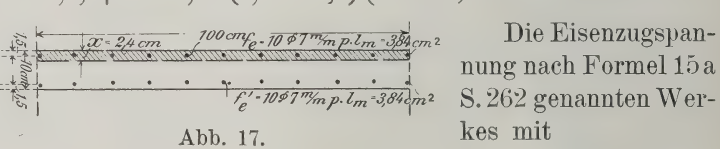


Abb. 17.

Die Eisenzugspannung nach Formel 15a S. 262 genannten Werkes mit
$$\sigma_e = 15 \cdot 14{,}5\, \frac{10 - 1{,}5 - 2{,}4}{2{,}4} = 550 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisendruckspannung nach Formel 73 S. 262 genannten Werkes mit
$$\sigma_e = 15 \cdot 14{,}5\, \frac{2{,}4 - 1{,}5}{2{,}4} = 82 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist noch zu untersuchen, ob sich die Mauer an ihrer Auflagerung auf den Säulen hält. Die Wand hat auf 1 Höhenmeter ein Gewicht von $0{,}1 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 2{,}7 = 675$ kg, daher auf einer Seite einer Säule eine Kraft von $\frac{675}{2}$ kg von den Eiseneinlagen aufzunehmen ist, was einer Inanspruchnahme derselben von $\sigma_e = \frac{337{,}5}{2 \cdot 3{,}84} = 44$ kg/cm² entsprechen würde.

Die Wand wurde etwa 10 cm in den Boden vertieft und an

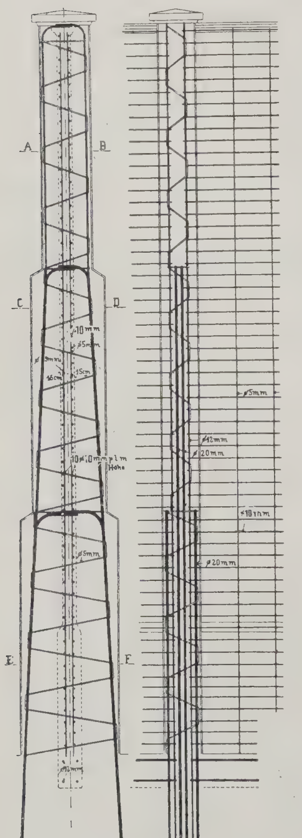
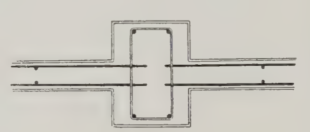


Abb. 18. Bewehrung der Pfeiler der Blendmauer bei Montebello, Triest.



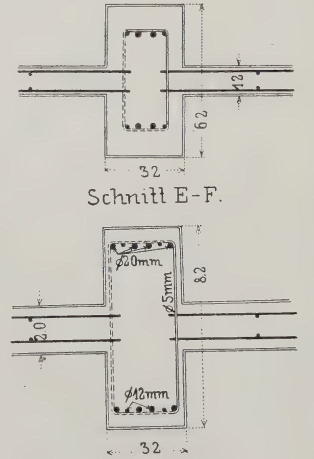


Abb. 19. Querschnitte der Pfeiler der Blendmauer bei Montebello, Triest.

ihrer Sohlenfläche noch außerdem mit 4 R.-E. 12 mm Durchmesser bewehrt. In den Abb. 18 u. 19 ist die Bewehrung eines solchen Pfeilers und die Querschnitte derselben zu sehen. In umstehender Tabelle sind die statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen sämtlicher 3 Type zusammengestellt.

Diese Mauer wurde von der Betonbauunternehmung Eugen Comel in Triest ausgeführt und kostete einschließlich sämtlicher Erdarbeiten nur etwa 12 000 Kronen.

Zusammenstellung der statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen der Blendmauer bei der Rennbahn Montebello in Triest.

	Typ A	Typ B	Typ C
halt des Pfeilers	(0,24 + 0.36 + 0,48) = 1,08 m³	(0,24 + 0,36) = 0,60 m³	0,24 m³
„ der Wand	(2,70 · 0,10 · 5) = 1,35 „	(2,70 · 0,1 · 3) = 0,81 „	(2,7 · 0,1 · 1,5) = 0,40 „
„ des Sockels	(2,70 · 0,20 · 1) = 0,54 „	(2,70 0.2 · 1) = 0,54 „	(2,7 · 0,2 · 0,5) = 0.27 „
	2,97 m³	1,95 m³	0.91 m³
	Spezifisches Gewicht des Eisenbetons 2,50 t/m³		
esamtgewicht des Eisenbetons .	7,42 t	4,87 t	2,27 t
ebelarm	0,40 m	0,30 m	0,20 m
oment des Eigengewichts . . .	(7,42 · 0,4) = 2,97 tm	(4.87 · 0,3) = 1,46 tm	(2,27 · 0,2) = 0,45 tm
	Winddruck 170 kg für 1 m²		
indfläche	30 · 6 = 18 m²	3 · 4 = 12 m²	3 · 2 = 6 m²
inddruck	18 · 0,17 = 3,06 t	12 · 0,17 = 2,04 t	6 · 0,17 = 1,02 t
ebelarm	3 m	2 m	10 m
inddruckmoment	3,06 · 3 = 9,18 tm	2,04 · 2 = 4,08 tm	1,02 · 1 = 1,02 tm
uerschnittsfläche	0,3 · 0,8 = 0,24 m²	0,3 · 0,6 = 0,18 m²	0,3 · 0,4 = 0,12 m²
iderstandsmoment der Querschnittsfläche	$\frac{1}{6} \cdot 0{,}3 \cdot \overline{0{,}8}^2 = 0{,}032$ m³	$\frac{1}{6} \cdot 0{,}3 \cdot \overline{0{,}6}^2 = 0{,}018$ m³	$\frac{1}{6} \cdot 0{,}3 \cdot \overline{0{,}4}^2 = 0{,}008$ m³
$' \\ ' \Big\} = \frac{G'}{F'} \pm \frac{M_w'}{W'}$	$\frac{7{,}42}{0{,}24} \pm \frac{9{,}18}{0{,}032}$	$\frac{4{,}87}{0{,}18} \pm \frac{4{,}08}{0{,}018}$	$\frac{2{,}27}{0{,}12} \pm \frac{1.02}{0{,}008}$
ezifische Spannungen für 1 cm², für den reinen Betonquerschnitt gerechnet	$\sigma_d' = 31{,}77$ kg/cm² $\sigma_z' = 25{,}59$ kg/cm²	$\sigma_d' = 25{,}37$ kg/cm² $\sigma_z' = 19{,}96$ kg/cm²	$\sigma_d' = 14{,}64$ kg/cm² $\sigma_z' = 10{,}85$ kg/cm²
bstand des Spannungsmittelpunkts vom Querschnittsschwerpunkt $c = \frac{M_w'}{G'}$ . . .	124 cm	84 cm	45 cm
bstand der neutralen Achse vom Balkenrande x	30 cm	20 cm	12 cm
etondruckspannung σ_b	24,6 kg/cm²	28,3 kg/cm²	7,7 kg/cm²
isenzugspannung σ_e	555 kg/cm²	740 kg/cm²	220 kg/cm²
isendruckspannung σ_e'	308 kg/cm²	319 kg/cm²	68 kg/cm²

Eine weitere höchst interessante Eisenbetonwand ist die Giebelmauer bezw. die in derselben befindlichen Eisenbetonpfeiler der Maschinenhalle bei der Jubiläumsausstellung in Prag. Die Giebelmauer bezw. ihre Fassade besteht im wesentlichen aus dem freiragenden oberen Teil und dem verbreiterten unteren; letzterer ist bei beiden Fassaden verschieden, indem bei der vorderen eine Terrassenkonstruktion vorgebaut ist und diese bei der rückwärtigen Fassade fehlt. Bei der Beurteilung dieser Konstruktion

in statischer Beziehung war maßgebend, daß keinerlei horizontale Stützung derselben an die Eisenkonstruktion der Maschinenhalle stattfinden durfte. Die seitlichen Mauern mußten jedoch für die Auflager und wagerecht wirkenden Kräfte ausreichend dimensioniert sein. Es ergab sich daher die Notwendigkeit einer doppelten Untersuchung für den oberen Teil: 1. In senkrechter Richtung für die Eigengewichtslasten entsprechend den Formen, besonders um die Auflagerdrücke auf das angrenzende Mauerwerk festzustellen und ein Bild für die durch die Eigengewichte erzeugten Materialspannungen zu erhalten. 2. In wagerechter Richtung, um den Einfluß des Windes zu berücksichtigen und die Konstruktionsglieder dieser Inanspruchnahme entsprechend zu dimensionieren. Für den unteren Teil konnte wegen seiner zweifellosen Standfestigkeit durch die Terrasse die Untersuchung auf Winddruck unterbleiben.

I. Berechnung der senkrechten Kräfte.

Die Gesamthöhe der vorderen Fassade beträgt in der Mitte 27,50 m bei einer Breite zwischen den Mauerwerkstürmen von 24,50 m; von der Gesamthöhe entfallen auf den freiragenden Teil in der Mitte 19,60 m, am Rand 14,20 m, somit verglichen 16,9 m.

a) Oberer freiragender Teil. Dieser besteht aus dem Architravbalken, der geneigt liegt und seine Auflager auf den Mauertürmen und den Mittelsäulen findet, ferner aus den beiden Mittelsäulen, dem großen und kleinen Bogen und der unteren Zierbalken- und Säulenkonstruktion bis 3,50 m über Terrassenoberkante. Der Architravbalken ist 60 cm breit und 60 cm hoch und ist so bewehrt, daß er den Dachlastteil sowie sein Eigengewicht aufnimmt und keine Last auf die Mauer und das Gewölbe überträgt. Die Stützung erfolgt auf die beiden Mittelsäulen und die seitlichen Turmmauern, und ergibt sich für die beiden seitlichen Felder eine Spannweite von je 8,6 m; für das Mittelfeld wurde eine Dreieckzerlegung der Vertikalkräfte auf zeichnerischem Wege vorgenommen, und diese ergab eine Horizontalkraft von 17 300 kg. Das Mittelfeld wurde, um seitliche Kräfte auf die Mittelpfeiler zu vermeiden, durch entsprechende Rundeisenschließen bewehrt.

b) Die Mittelständer. Der Auflagerdruck des Architravbalkens auf einen Mittelständer beträgt:

vom Eigengewicht des Außenteils $0{,}6 \cdot 0{,}6 \cdot 2400 \cdot \frac{8{,}6}{2}$	3715 kg
vom Mittelteile durch Dreieckzerlegung	3456 „
von der Dachlast $180 \cdot 8{,}3$	1494 „
die Hälfte des Zieraufsatzgewichts	1000 „
	9665 kg.

Daher 9665 kg am Ständerkopfe.

Die Form des Ständers ist aus der Querschnittzeichnung in Abb. 17 zu ersehen, und das Gewicht setzt sich aus folgenden Teilen zusammen:

Ständergewicht bis zum Anschluß des kleinen Bogens $0{,}8 \cdot \frac{0{,}8+1{,}6}{2} \cdot 13{,}5 \cdot 2400$	31 104 kg
der große Gewölbebogen überträgt sein Gewicht zum Teil auf die Mittelständer, und zwar rd. 8 m seiner Länge $0{,}5 \cdot 1{,}7 \cdot 8 \cdot 2400$	16 320 „
das Füllmauerwerk über dem großen Bogen (15 cm starke Monierwand) erzeugt einen Teildruck von $8{,}5 \cdot 2{,}25 \cdot 0{,}15 \cdot 2400$ . . .	6 885 „
die Fenstertafeln (40 kg für 1 m²) übertragen $9 \cdot 7{,}5 \cdot 40$	2 700 „
	57 009 kg

57 009 kg

der Bekrönungsbalken in einer Höhe von 3,50 m über Terrassenkante $(1{,}10 \cdot 0{,}6 + 0{,}4 \cdot 0{,}3) \cdot 8{,}3 \cdot 2400$ . . . . 15 536 „

das untere Ständerstück bis zum Balken $3{,}5 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 2400$ . . . 10 750 „

die Zierpfeiler $5 \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}6 \cdot 2400$ . . . . 8 294 „

die unteren Füllungen $4{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}12 \cdot 2400$ . . . . 1 296 „

92 885 kg

Last am Ständerkopfe 9 665 „

Gesamtdruckkraft in Terrassenhöhe 102 550 kg

Der hierfür vorhandene Querschnitt hat eine ideelle Fläche von $80 \cdot 160 + 11 \cdot 12{,}56 \cdot 15 = 14\,872$ cm², ein Rechteck von $80 \cdot 160$ cm mit 11 R.-E. 40 mm Durchmesser bewehrt. Es entspricht dies einem verglichenen Drucke von $\sigma_d = \frac{102\,550}{14\,872} = 6{,}89$ kg/cm².

Auf den unteren Ständerteil übertragen sich weiter noch folgende Lasten:

von oben . . . . 102 550 kg

Gewicht der Balkondecke, Nutzlast, Platten- und Sekundärbalkengewicht . . . . 28 923 „

Unterzug $6{,}3 \cdot 0{,}68 \cdot 1{,}39 \cdot 2400$ . . . . 14 291 „

unterer Ständer $1{,}18 \cdot 1{,}13 \cdot 7{,}59 \cdot 2400$ . . . . 24 282 „

untere Sockelplatte $1{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 2200$ . . . . 3 564 „

Gesamtlast zur Übertragung auf den Fundamentbeton in Fußbodenhöhe . . . . 163 610 kg

Der Querschnitt in Zone 8, wo diese Last von 163 610 kg angreift, ist in Abb. 16 zu sehen. Seine ideale Fläche beträgt $80 \cdot 250 + 15 \cdot 6 \cdot 12{,}56 = 21\,130$ cm²; der durchschnittliche Druck in dieser Fläche daher $\sigma_d = \frac{163\,610}{21\,130} = 7{,}75$ kg/cm². Zu diesem Gewicht von 163 610 kg kommt noch das Gewicht des Fundaments, welches aus der Tabelle der senkrechten Lasten zu entnehmen ist, mit 76 137 kg; daher Gesamtlast auf die Bodenfläche eines Pfeilers der vorderen Fassade $163\,610 + 76\,137 = 239\,747$ kg; die Sohlenfläche beträgt $260 \cdot 600 = 156\,000$ cm² und die durchschnittliche Bodenpressung infolge senkrechter Kräfte $\sigma_d = \frac{239\,747}{156\,000} = 1{,}54$ kg/cm².

Des weiteren besteht die vordere Fassade 3. aus dem großen Betonbogen, wie ihn das Lichtbild in Abb. 19 zeigt, und 4. aus der Balkonkonstruktion, wie sie aus dem Querschnitt in Abb. 18 zu sehen ist. Die statische Untersuchung dieser Konstruktionsteile wird, da nicht in dieses Kapitel gehörig, auch hier nicht besprochen.

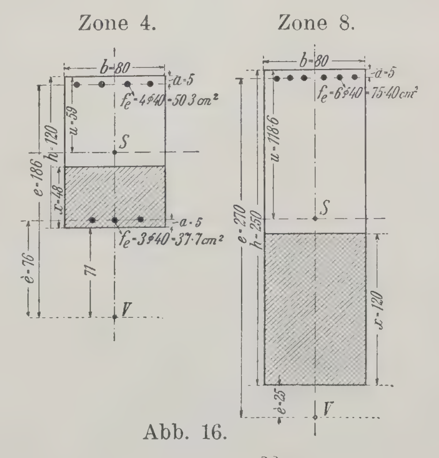


Abb. 16.

II. Untersuchung auf Winddruck.

Es wurde die gesamte, dem Winddruck ausgesetzte Fläche im wagerechten Sinne mit 150 kg/m² Windkraft belastet gedacht und hierbei folgende Annahmen gemacht: Bei der vorderen Fassade

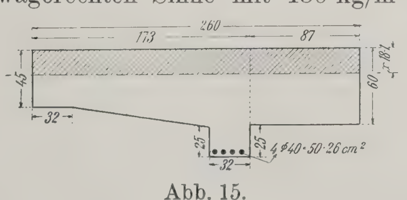


Abb. 15.

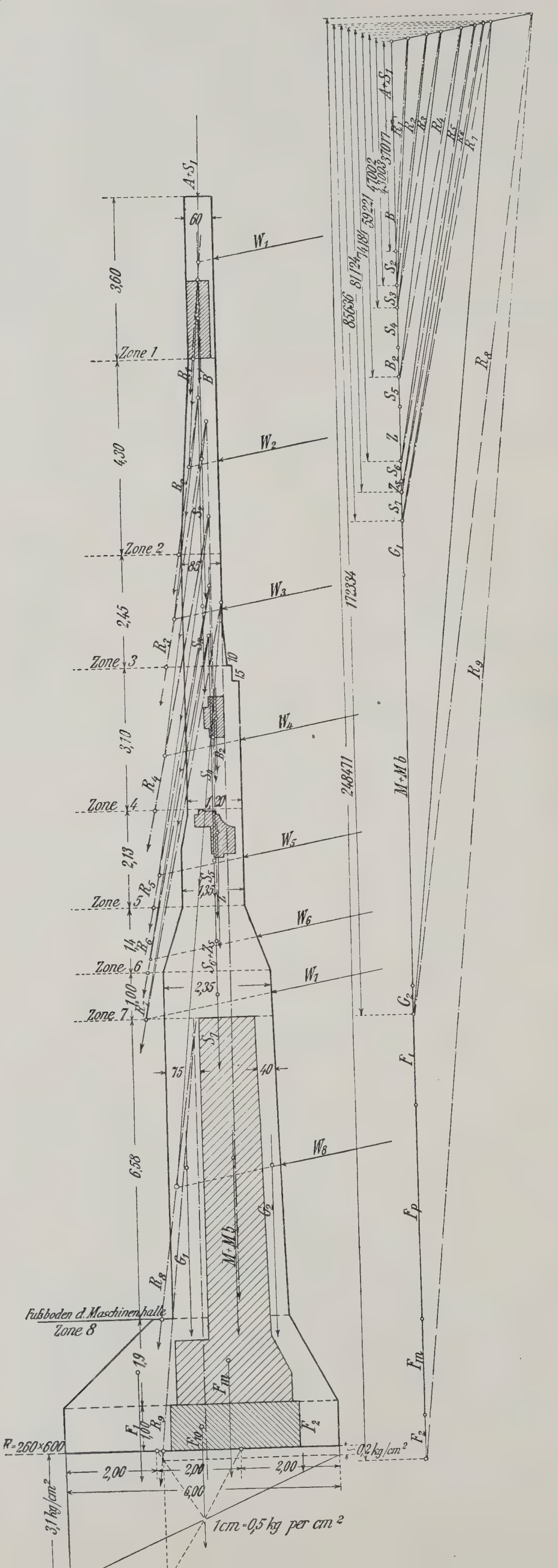


Abb. 17.
Zeichnerische Darstellung der angreifenden Kräfte und Bewehrung des Eisenbetonständers der Maschinenhalle bei der Jubiläumsausstellung in Prag.

ist die Windwirkung auf den Teil von Fußbodenhöhe bis Terrassenhöhe ohne irgend einen Einfluß auf die Konstruktionsglieder, und nur der freiragende Teil über der Terrasse bedarf einer besonderen Untersuchung. Bei der rückwärtigen Fassade, wo keine Balkonkonstruktion sich befindet, muß die Untersuchung bis auf die Sohle vorgenommen werden, welche für einen Ständer dieser Fassade in Abb. 17 mit den zugehörigen Tabellen zu sehen ist. Nachdem nun bei der vorderen Fassade der freiragende Teil in seiner unteren Partie ein wegen der Architektur sehr kräftig gehaltenes Betonziergeländer oberhalb der Terrasse besitzt, das in sich standfest und zur Aufnahme des Winddrucks geeignet ist, findet in diesem Teile keine Übertragung auf die eigentlichen Konstruktionsglieder statt. Für den darüberliegenden Teil der bewindeten Fassadenfläche müssen als Konstruktionsglieder zur Aufnahme der durch den Winddruck erzeugten Biegungsmomente angenommen werden die beiden Gewölbequerschnitte und die beiden Ständerquerschnitte. Da die Fassade gegen die Mittellinie symmetrisch ist, wurde nur eine Hälfte untersucht. Es wurde den beiden Querschnitten (Gewölbe und Ständer) je ein Teil der Fassadenfläche zugewiesen und das entsprechende Angriffsmoment auf diese Querschnitte bezogen. Diese Flächenteilung wurde auf zeichnerischem Wege ermittelt.

a) Gewölbequerschnitt. Der kritische Querschnitt liegt in der tiefsten Fuge beim Anlaufe des Bogens. Die Windfläche, welche dieser Querschnitt abstützt, beträgt 65,467 m² und die Windkraft, im Schwerpunkt dieser Fläche angreifend, daher $65{,}467 \cdot 150 = 9820$ kg. Der senkrechte Abstand dieses Schwerpunkts von der Fuge 520 cm, daher das Biegungsmoment $M = 9820 \cdot 520 = 5\,106\,400$ kgcm.

Der Querschnitt dieser Fuge ist in Abb. 15 zu sehen (vergl. auch Abb. 18).

Für diesen Querschnitt wurde die neutrale Achse mit $x = 18{,}1$ cm berechnet, unter der üblichen Annahme, daß der Beton keine Zugspannungen annimmt. Die sich

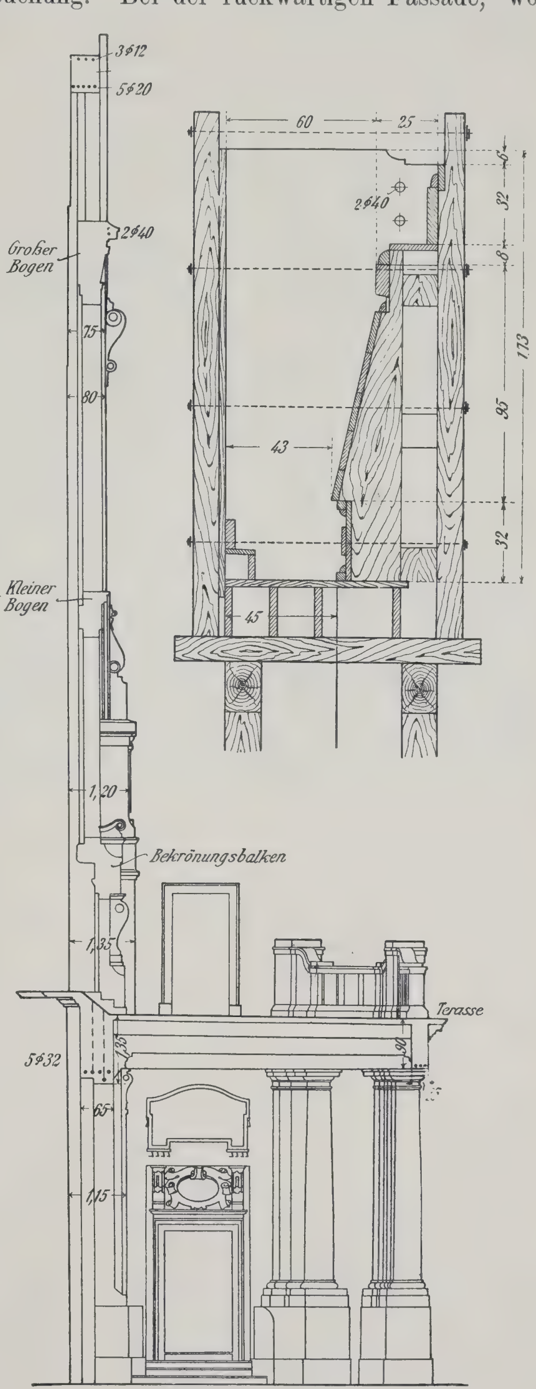


Abb. 18. Querschnitt der Vorderwand der Maschinenhalle bei der Jubiläumsausstellung in Prag sowie Schalungseinzelheiten des Hauptbogens.

ergebenden Spannungen betragen 25,4 kg/cm² im Beton auf Druck, 1200 kg/cm² im Eisen auf Zug. Den gegen den Scheitel zu kleiner werdenden Biegungsmomenten infolge Winddrucks wurde dadurch Rechnung getragen, daß die Bewehrung des Bogens kleiner wurde, so daß am Scheitel nur 2 R.-E. 40 mm Durchmesser angeordnet sind (Abb. 18). Es wurde bei dieser Berechnung auf die Verringerung des wagerechten Biegungsmoments durch das Eigengewicht des Bogens, also durch Normalkräfte, keine Rücksicht genommen, die berechneten Spannungen ergeben sich daher viel ungünstiger, als sie wirklich auftreten.



Abb. 19. Lichtbild der Vorderwand der Maschinenhalle bei der Jubiläumshalle in Prag.

b) Dimensionierung der Mittelständer. Die Querschnittsuntersuchung wurde für beide Fassaden gleichartig durchgeführt. Die äußeren Kräfte wurden, wie aus der Abb. 17 zu sehen ist, auf zeichnerischem Wege ermittelt und mehrere Querschnitte untersucht. Der Wind wurde den bestehenden Vorschriften entsprechend unter einem Winkel von 10° gegen die Wagerechte angenommen. Wie aus der Abb. 17 zu sehen ist, ist die Fuge in der Zone 4 am ungünstigsten beansprucht, da die Resultierende der äußeren Kräfte hier am weitesten außerhalb des Querschnittsschwerpunkts angreift. Auf diese Fuge wirkt eine senkrechte Kraft von 59 221 kg; der Angriffspunkt dieser Kraft vom Querschnittsschwerpunkte beträgt 131 cm. Der Querschnitt der Zone 4 ist in Abb. 16 zu sehen.

Der Schwerpunktabstand u von der einen Kante des Betons berechnet sich nach Formel 127, Handbuch für Eisenbetonbau, I. Bd., erste Auflage, S. 287

$$u = \frac{b h^2 + 2n\,[f_e'\,(h-a) + f_e \cdot a]}{2bh + 2n\,(f_e + f_e')} = \frac{80 \cdot \overline{120}^2 + 30\,(37{,}7 \cdot 115 + 50{,}3 \cdot 5)}{2 \cdot 80 \cdot 120 + 30\,(37{,}7 + 50{,}3)} = 59 \text{ cm.}$$

Die neutrale Achse rechnet sich aus der Formel 134, S. 289 desselben Werkes

$$x^3 - 3\,(a - e')\,x^2 + \frac{6n}{b}\,(f_e \cdot e + f_e' \cdot e')\,x - \frac{6n}{b}\,[(h-a) \cdot f_e \cdot e + a \cdot f_e' \cdot e'] = 0$$

$$x^3 - 3 \cdot (5 - 76)\,x^2 + \frac{90}{80}(50{,}3 \cdot 186 + 37{,}7 \cdot 76)\,x - \frac{90}{80}[(120-5) \cdot 50{,}3 \cdot 186 + 5 \cdot 37{,}7 \cdot 76] = 0$$

$$x = 48 \text{ cm,}$$

die Betondruckspannung nach der Formel 135

$$\sigma_b = \frac{2P \cdot x}{b \cdot x^2 + 2n\left[(x-a)f_e' - (h-a-x)\cdot f_e\right]}$$

$$= \frac{2 \cdot 59\,221 \cdot 48}{80 \cdot 48^2 + 30\left[(48-5)\cdot 37{,}7 - (120-5-48)\cdot 50{,}3\right]} = 17 \text{ kg/cm}^2,$$

die Eisenzugspannung nach Formel 15a

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \frac{h-a-x}{x} = 15 \cdot 17 \frac{67}{48} = 356 \text{ kg/cm}^2,$$

die Eisendruckspannung nach Formel 73

$$\sigma_e' = n \cdot \sigma_b \frac{x-a}{x} = 15 \cdot 17 \frac{43}{48} = 228 \text{ kg/cm}^2.$$

In gleicher Weise seien noch die Spannungen in der Fuge in Fußbodenhöhe gerechnet. Aus Abb. 17 wirkt auf diese Fuge (Zone 8) eine Normalkraft von 172 334 kg in einem Abstande von 25 cm vom inneren Rande des Betonständers. Der Quer-

Tabelle der in der Abb. 17 zeichnerisch dargestellten Kräfte.
Vertikale Kräfte in kg.

Architrav	A	—	9 665
Säule von Z_0 bis Z_1	S_1	$0{,}8 \cdot 0{,}6 \cdot 3{,}6 \cdot 2400$	4 147
Großer Bogen und Füllwände	B	—	23 205
Säule von Z_1 bis Z_2	S_2	$0{,}8 \cdot \frac{0{,}85 + 0{,}6}{2} \cdot 4{,}3 \cdot 2400$	5 986
Säule von Z_2 bis Z_3	S_3	$0{,}8 \cdot 0{,}85 \cdot 2{,}45 \cdot 2400$	3 999
Säule von Z_3 bis Z_4	S_4	$0{,}8 \cdot 1{,}20 \cdot 3{,}1 \cdot 2400$	7 143
Kleiner Bogen	B_2	$0{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 4{,}7 \cdot 2400$	5 076
Säule von Z_4 bis Z_5	S_5	$0{,}8 \cdot 1{,}3 \cdot 2{,}13 \cdot 2400$	5 317
Zierbalken	Z	$0{,}63 \cdot 6{,}38 \cdot 2400$	9 646
Säule von Z_5 bis Z_6	S_6	$0{,}80 \cdot \frac{2{,}35 + 1{,}35}{2} \cdot 1{,}4 \cdot 2400$	4 973
Ziersäulen	Z_s	$0{,}34 \cdot 0{,}53 \cdot 1{,}3 \cdot 3{,}5 \cdot 2400$	1 967
Säule von Z_6 bis Z_7	S_7	$0{,}8 \cdot 2{,}35 \cdot 1{,}00 \cdot 2400$	4 512
Gabelast	G_1	$0{,}8 \cdot 0{,}75 \cdot 6{,}58 \cdot 2400$	9 475
Mauer	M	$1{,}31 \cdot 2{,}6 \cdot 6{,}5 \cdot 1600$	35 287
Mauerbogen	M_b	$4{,}08 \cdot 5{,}65 \cdot 1600$	36 883
Kleiner Gabelast	G_2	$0{,}8 \cdot 0{,}4 \cdot 6{,}58 \cdot 2400$	5 053
Fundamentabsatz	F_1	$2{,}6 \cdot \frac{2{,}95}{2} \cdot 1{,}9 \cdot 2200$	16 030
Fundamentplatte	F_y	$2{,}6 \cdot 1{,}0 \cdot 6{,}0 \cdot 2200$	34 320
Mauerfundament	F_m	$2{,}6 \cdot \frac{4{,}6}{2} \cdot 1{,}9 \cdot 2200$	18 179
Fundamentabsatz	F_2	$2{,}6 \cdot \frac{1{,}4}{2} \cdot 1{,}9 \cdot 2200$	7 608

Tabelle der Windkräfte.

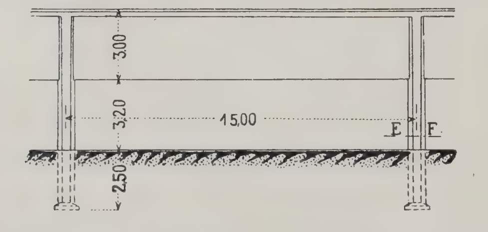
Zone	Fläche	Winddruck für 1 m²	Kraft in kg
0 bis 1	$\frac{4{,}1+5{,}9}{2}\cdot 4{,}55$	150 kg	$W_1 = 3413$
1 „ 2	$\frac{4{,}45+6{,}38}{2}\cdot 4{,}3$	„	$W_2 = 3490$
2 „ 3	$\frac{6{,}38+7{,}35}{2}\cdot 2{,}45$	„	$W_3 = 2521$
3 „ 4	$\frac{7{,}35+8{,}65}{2}\cdot 3{,}1$	„	$W_4 = 3720$
4 „ 5	$7{,}51 \cdot 2{,}13$	„	$W_5 = 2399$
5 „ 6	$7{,}51 \cdot 1{,}40$	„	$W_6 = 1577$
6 „ 7	$7{,}51 \cdot 1{,}00$	„	$W_7 = 1126$
7 „ 8	$7{,}51 \cdot 6{,}5$	„	$W_8 = 7322$

schnitt der Zone 8 ist in Abb. 16 zu sehen. Nach den vorigen Formeln ergeben sich für diese Fuge folgende Größen:

$$u = 118{,}6 \text{ cm}$$
$$x = 120 \text{ cm}$$
$$\sigma_b = 47{,}3 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 738 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese hier beschriebenen Eisenbetonarbeiten wurden von der Betonbauunternehmung Pittel u. Brausewetter unter Leitung des Oberingenieurs Kluge in der Zeit von Anfang Februar bis 30. April 1908 ausgeführt. Die Abb. 19 zeigt ein schönes Lichtbild der vorderen Fassade.

Ein weiteres Anwendungsgebiet der freistehenden Mauern sind Kugelfänge und Schießstände. Ein solcher Kugelfang wurde bereits im Jahre 1897 im Auftrage der französischen Militärverwaltung von Hennebique auf dem großen Exerzierplatz zu Lyon hergestellt. Derselbe besteht aus 2 Wänden. Die eine Wand hat eine



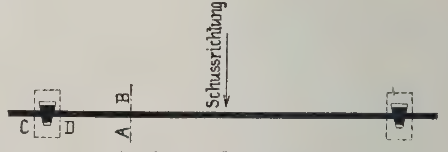


Abb. 20. Teil des Grundrisses und der Ansicht des Kugelfanges zu Lyon.

Gesamtlänge von 60 m zwischen den Achsen der äußeren Pfeiler und besitzt außerdem 3 Zwischenpfeiler in einer Achsenentfernung von 15 m (Abb. 20). Die Höhe von der Erdoberfläche bis zur Unterkante der Wand beträgt 3,20 m. Die Wand hat eine Höhe von 3 m und ist 28 cm stark; an ihrem oberen Ende hat sie einen 60 cm breiten Abschluß (Abb. 21). Die Zwischenpfeiler sind ebenfalls aus Eisenbeton hergestellt und haben einen trapezartigen Querschnitt, so daß ihre den Kugeln ausgesetzte Seite an der Sohle 80 cm, die gegenüberliegende Seite 30 cm lang ist bei einer Stärke von 1 m (Abb. 21). Diese Pfeiler stehen auf einer Platte von Eisen-

beton. Dieselbe hat eine Stärke von 20 cm, ist 1 m breit und 2 m lang, und die Sohle befindet sich 2,50 m unterhalb der Erdoberfläche (Abb. 21). Die Vorderflächen der Eisenbetonplatte und der Pfeiler, welche den Kugeln ausgesetzt sind, sind außerdem mit einer 20 cm starken Sandfüllung geschützt, welche mittels einer 8 cm starken Pfostenwand festgehalten wird. Die Unterkante der Platte ist mit einem Eisenblech bewehrt (Abb. 21). Die Platte wurde so ausgeführt, daß sie nicht nur imstande ist, ihr Eigengewicht, vermehrt um das Sand- und Pfostengewicht, zu tragen, sondern auch einem Winddrucke von 300 kg/m² gleich 35 m Geschwindigkeit in der Sekunde genügend Widerstand leisten kann. Zu diesem Zwecke ist die Platte mit 2 Reihen wagerechter

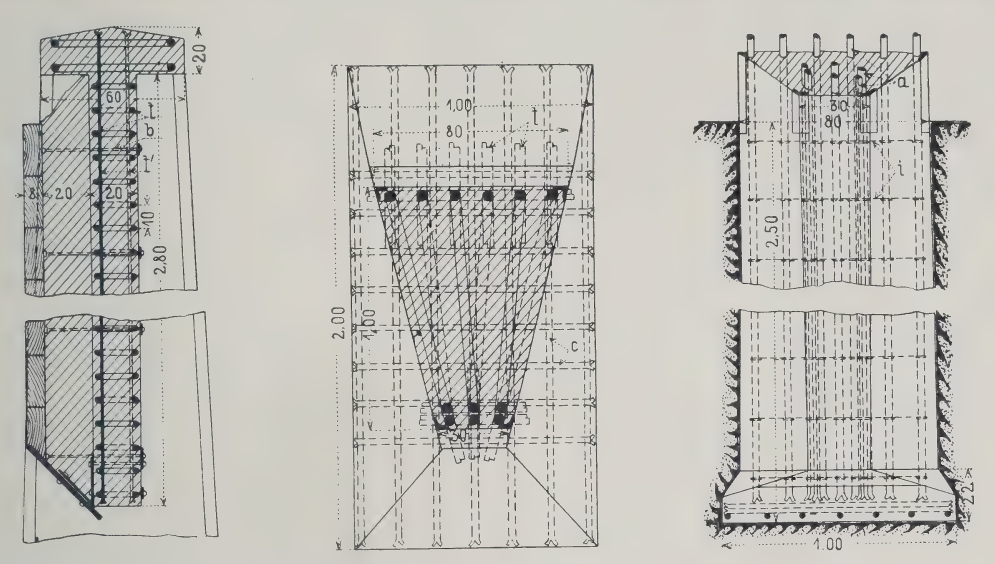


Abb. 21. Wandquerschnitt, Pfeilerquerschnitt und Pfeilerfuß des Kugelfanges zu Lyon.

Rundeisen (Trageisen) von einem Durchmesser von 20 mm in Entfernungen von 10 cm bewehrt (*f* der Abb. 21). Alle 20 cm sind diese Rundeisen mittels eines 4 mm starken Bügels zusammengehalten (*i* der Abb. 21). Die Verteilungseisen, welche senkrecht angeordnet sind, liegen in Entfernungen von 20 cm und haben einen Durchmesser von 5 mm (*f'* der Abb. 21). Die Bewehrung der Pfeiler besteht aus 12 Stück Rundeisen von 38 mm Durchmesser (*a* der Abb. 21). Die einzelnen Schutzpfosten wurden mittels 12 mm starker eiserner Bolzen in die Wand verhängt. Die Kosten dieser beiden Mauern beliefen sich auf 18 500 Francs, während dieselbe Ausführung in Eisen 26 000 Francs gekostet hätte.

Eine neuere Schießstandanlage gelangte vom Marine-Garnisonbauamt II in Kiel bei Holtenau zur Ausführung.[1]) Hierbei gelangten 5000 lfd. m freistehende Mauern von 3,25 bis 5,25 m Höhe über Schießstandsohle zur Ausführung. In den Mauern wurden mehrere Türen angeordnet und die entsprechenden Eisen hierfür gleich beim Betonieren der Mauern eingelegt. Die Pfeilerentfernung beträgt 3 m und wurden in Entfernungen von je 30 m Ausdehnungsfugen von 3 cm Stärke angeordnet. Die nach den Schützen hin gerichteten Seiten der Pfeilervorsprünge und die nach der Schießbahn hinweisenden Flächen der Pfeiler sind mit 33 mm starken Hölzern verkleidet, welche auf einbetonierten Hölzern befestigt sind, die 2 cm vor der Pfeiler-

[1]) Beton u. Eisen 1910, Heft I, S. 16.

fläche vorstanden. Die Abb. 22 stellt zwei Querschnitte dieser Wände dar, von denen der 5,25 m hohe Typ infolge einseitiger Erdanschüttung von 2 m Höhe auch auf Erddruck untersucht werden mußte. Die Abb. 23 gibt ein Lichtbild dieser ganzen Anlage. Diese von der Betonfirma Weirich u. Reinken hergestellten Wände stellten sich um rd. 90 000 Mark billiger, als der auf Grund der behördlichen Unterlagen angebotene Entwurf.

Abb. 22. Typische Querschnitte der Schießstandmauern bei Holtenau.

Verschiedene Kugelfänge hat die Betonbauunternehmung Carl Brandt in Deutschland ausgeführt. So unter anderen die Schießstände in Bremen für das Infanterie-Regiment Nr. 75. Die Konstruktionseinzelheiten sind aus der Abb. 24 zu entnehmen, während die Abb. 25 ein Lichtbild der fertigen Schießstände wiedergibt.

Eine ähnliche Schutzwand für die Scheibenmannschaft zeigt die Abb. 26, wie sie am Schießplatz zu Comboire in Frankreich ausgeführt wurde. Schießstände der früher beschriebenen Art wurden ferner ausgeführt für die deutsche Militärverwaltung in Posen von Gebr. Huber in Breslau, jene in der Eurener Schlucht bei Trier von Gebrüder Schlüter in Dortmund, für die französische Militärverwaltung in Sathonay bei Lyon von Hennebique, für die schweizerische Militärverwaltung in St. Gallen von Westermann u. Cie.

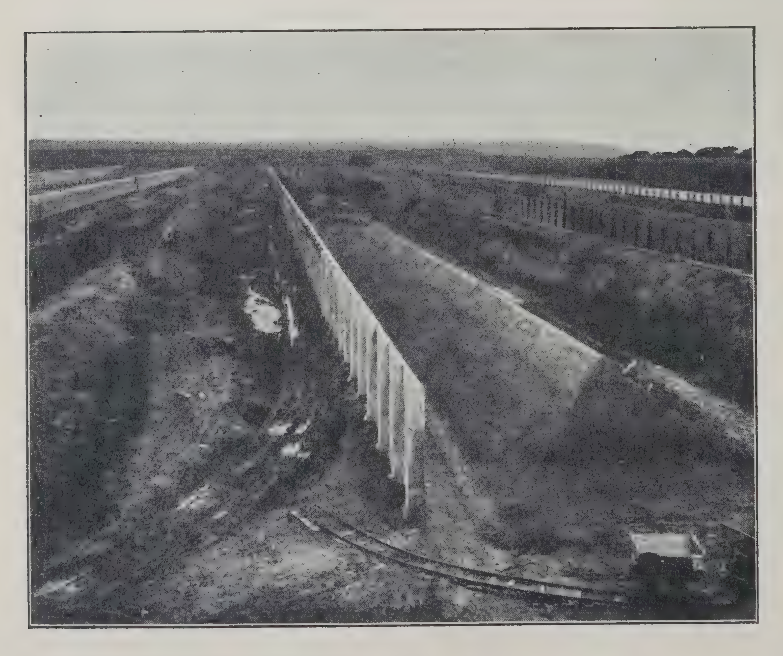


Abb. 23. Lichtbild der Schießstandanlage bei Holtenau.

Von bestehenden Feuermauern in Eisenbeton sei jene für das Wintertheater in Jekaterinoslaw in Rußland erwähnt, welche nach der Bauweise Hennebique ausgeführt

Abb. 24. Grundrisse und Schnitte des Schießstandes in Bremen.



Abb. 25. Lichtbild des Schießstandes in Bremen.

wurde, sowie eine Ausführung von den Amsterdamer C. J. Werken in Amsterdam und eine von der Unternehmung H. Rek in Stuttgart u. v. a.

II. Mauern gegen Erddruck.

1. Allgemeines.

Eine Mauer aus Bruchstein oder Stampfbeton kann durch den Erddruck auf eine der folgenden Weisen zerstört werden. Es kann nach Abb. 27 das Fundament der Mauer genügend stark sein, um der Resultierenden aus den äußeren Kräften Widerstand zu leisten, aber die Mauer kann das Bestreben haben, sich auf ihrem Fundamentabsatze um den äußeren Punkt zu drehen nach I, oder es kann die Scherkraft überwunden werden, und es tritt nach II ein Gleiten in der Absatzfuge ein. Geht die Resultierende aus dem Erddruck und dem Mauergewicht nicht durch das mittlere Drittel der Sohlfläche und ist eine Bodenart mit kleiner Kohäsion vorhanden (Rutschterrain), so können Deformationsfälle eintreten, wie sie in III und IV gezeichnet

sind. Es ist leicht einzusehen, daß alle diese Deformationen bei Mauern aus Eisenbeton, insbesondere bei den später zu beschreibenden Winkelstützmauern, nicht so leicht eintreten können.

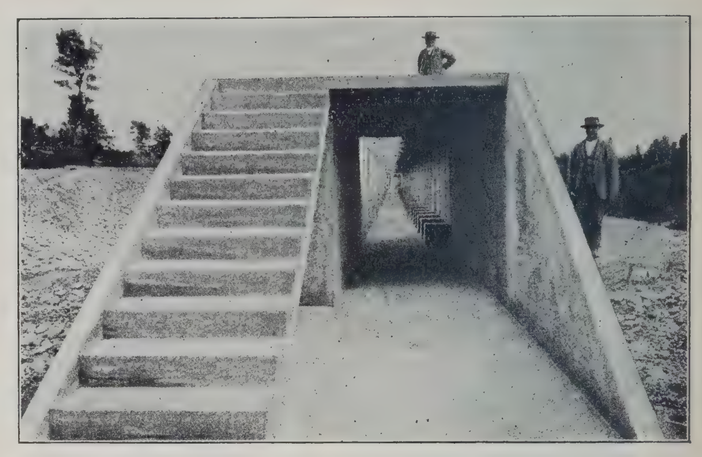


Abb. 26. Schutzwand am Schießplatz zu Comboire.

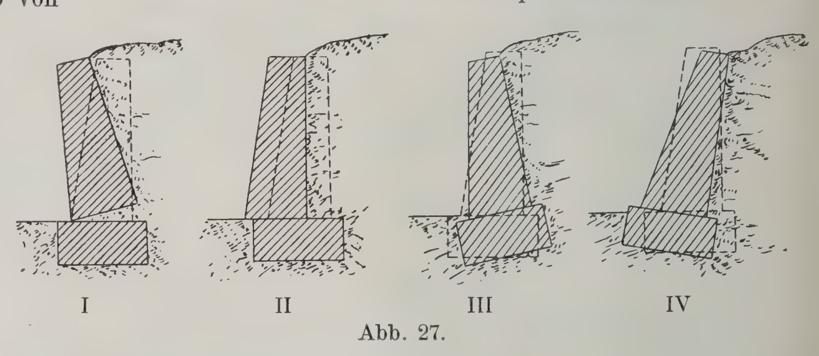


Abb. 27.

Der Druck, den eine Masse von stets gleicher Korngröße bei der Abwesenheit von Wasser auf eine Wand ausübt, ist immer konstant und von der Größe und Art des Kornes mehr oder weniger abhängig. Bei jenen Körpern, die wir kurz als Erde bezeichnen, besteht aber diese Gleichmäßigkeit nicht. Es kann diese Erde von einem moorartigen bis zu einem gesteinartigen Zustande übergehen, also von einem Körper, der eine ähnliche Wirkung wie eine Flüssigkeit ausübt, bis zu einem solchen, der überhaupt keinen Seitendruck mehr verursacht. Die unangenehmste und größte Belastung, die eine Stützmauer auszuhalten hat, wird hervorgerufen durch das Gefrieren und Auftauen der dahinter befindlichen Erdmassen. Die Kräfte, die dabei zum Vorschein kommen, sind unbestimmbar und können sehr vermindert werden durch eine gute und gründliche Entwässerung.

Der Druck eines Erdkörpers gegen eine Wand kann im allgemeinen nach zwei verschiedenen Gesichtspunkten ermittelt werden. Man nimmt entweder an, daß die Wand nachgibt, so daß ein sich lostrennender, durch die sogenannte Gleitfläche (gefährlicher Rißwinkel) begrenzter Erdkeil diese drückt — d. i. die Lehre vom Erdprisma des größten Druckes —, oder man stellt die Gleichgewichtsbedingungen für ein Erdelement im Inneren des Erdreichs auf, um den Beitrag ermitteln zu können, den dieses Element zum Erddruck liefert — d. i. die Lehre vom unbegrenzten Erdkörper (Rankine, Scheffler, Winkler, Mohr). Für praktische Fälle wird nur das erstere Verfahren verwendet.

Der Erddruck läßt sich ermitteln

a) auf rechnerischem Wege,

b) auf zeichnerischem Wege.

a) Ermittlung des Erddruckes auf rechnerischem Wege.

Der aktive Erddruck eines unter dem Winkel α zur Wagerißebene oben eben abgeglichenen Erdkörpers gegen eine unter dem Winkel β zur Senkrechten

geneigten Wandfläche wird, wenn die Kohäsion der gebundenen Erdmasse vernachlässigt wird, da dieselbe durch verschiedene Einflüsse aufgehoben werden kann, durch den sich loslösenden Keil ABC hervorgerufen. Es bedeutet in Abb. 28 AB die hintere Wandfläche, AC die unter dem Winkel φ zur Senkrechten geneigte gefährliche Rißlinie (Gleitfläche), ψ den Komplementwinkel des natürlichen Böschungswinkels des Erdmaterials. Das Gewicht des Druckdreiecks ABC sei P, das Gewicht für die Masseneinheit g und die Höhe der Wand über der Grundfläche h. Die Kraft P kann zerlegt werden in die beiden Teilkräfte M und N, die senkrecht zur Böschungsfläche bezw. unter einem bestimmten Winkel ϑ auf die Wandfläche drücken. Es muß sodann das Verhältnis bestehen

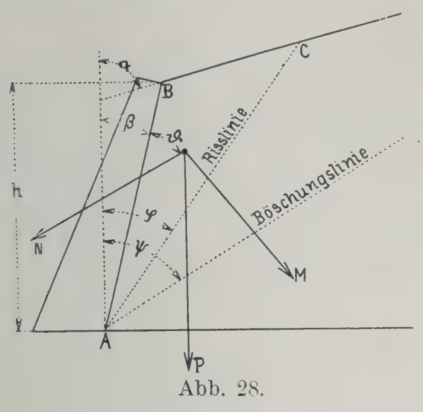


Abb. 28.

$$\frac{N}{P} = \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin(\psi - \varphi + \vartheta + \beta)}$$

und für P der Wert eingesetzt

$$N = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \frac{\sin(\alpha - \beta) \cdot \sin(\varphi - \beta) \cdot \sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \beta \cdot \sin(\alpha - \varphi) \cdot \sin(\psi - \varphi + \vartheta + \beta)}$$

oder in einfacher Form

$$N = \frac{1}{2} g h^2 \cdot \varepsilon.$$

Für den besonderen Fall eines wagerecht begrenzten Erdkörpers und senkrechter hinterer Wandfläche, also $\alpha = 90°$, $\beta = 0$, wird, wenn die Reibung zwischen Erdkörper und Wandfläche vernachlässigt und die Annahme gemacht wird, daß die Rißlinie mit der Winkelhalbierenden des Böschungswinkels zusammenfalle, der horizontale Erddruck

$$N = \frac{1}{2} g h^2 \cdot \mathrm{tg}^2 \frac{\psi}{2}.$$

Für einige Böschungswinkel sei $\varepsilon = \mathrm{tg}^2 \frac{\psi}{2}$ tabellarisch zusammengestellt.

Böschungsverhältnis	Böschungswinkel	Wert von $\mathrm{tg}^2 \frac{\psi}{2}$
1 : 1	45°	0,172
1 : $1^1/_4$	38° 40′	0,231
1 : $1^1/_2$	33° 40′	0,287
1 : $1^3/_4$	29° 45′	0,337
1 : 2	26° 35′	0,382
1 : $2^1/_2$	21° 45′	0,458
1 : $3^3/_4$	15°	0,588

Der wagerechte Erddruck eines oben nicht wagerecht abgeglichenen, sondern unter dem Winkel α zur Senkrechten abgeböschten Erdkörpers wird dann

$$N = \frac{1}{2} g h^2 \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \sin^2 \frac{\psi}{2}}{\sin\left(\alpha - \frac{\psi}{2}\right) \cdot \cos \frac{\psi}{2}}.$$

Tabelle der Koeffizienten

$$\varepsilon' = \frac{\sin\alpha \cdot \sin^2\frac{\psi}{2}}{\sin\left(\alpha - \frac{\psi}{2}\right) \cdot \cos\frac{\psi}{2}}$$

für verschiedene Böschungswinkel und verschieden abgeböschte Erdkörper.

Böschung	Böschungs-verhältnis	α	ε'		
			$\psi = 45°$	$\psi = 56° 18'$	$\psi = 63° 26'$
ansteigend .	1 : 1	45°	0,29	0,62	1,00
	1 : 1½	56° 18'	0,24	0,45	0,65
	1 : 2	63° 26'	0,22	0,40	0,55
fallend . . .	1 : 1	135°	0,12	0,19	0,25
	1 : 1½	123° 42'	0,13	0,21	0,27
	1 : 2	116° 34'	0,14	0,23	0,29

Der Angriffspunkt des Erddrucks liegt in $\frac{1}{3}$ der Höhe.

Der wagerechte Erddruck eines oben wagerecht begrenzten Erdkörpers, der außerdem mit der Schüttungshöhe h_1 belastet ist, wird

$$N = \frac{1}{2}(h^2 + 2h \cdot h_1) \cdot g \cdot \mathrm{tg}^2\frac{\psi}{2} \cdot$$

Der Angriffspunkt liegt in der Höhe $\frac{h}{3} \cdot \frac{3h_1 + h}{2h_1 + h}$ über der Sohle.

b) Zeichnerische Ermittlung des Erddruckes.

Es sei in Abb. 29 AN die natürliche Böschung, $\sphericalangle RAH = \varphi$, der Reibungswinkel φ_1, der Reibungswinkel zwischen Erdreich und Mauer $\leqq \varphi$. Wenn die Reibung vernachlässigt wird, ist $\varphi_1 = 0$.

Man mache $\sphericalangle ABR = \sphericalangle RAH + \varphi_1$, ziehe $Rm \parallel BT$, errichte auf AB in m eine Senkrechte, die einen über AB gezeichneten Halbkreis in n schneidet, mache $Ap = An$, ziehe $pr \parallel BT$ und $rC \parallel BR$, mache $rs = rE$, dann ist der Erddruck $\varepsilon = g \cdot \triangle Ers$. Falls die Hinterfüllungserde durch eine gleichförmig verteilte Belastung p auf 1 m² belastet ist, kann diese in eine Erdschicht von der Höhe $h' = \frac{p}{g}$ verwandelt gedacht werden und vergrößert den zeichnerisch gefundenen Erddruck um

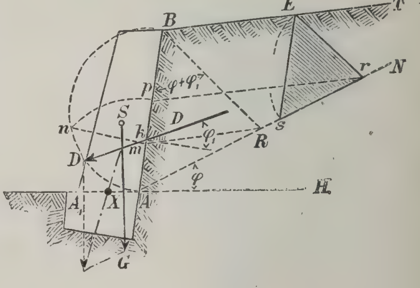


Abb. 29.

$$2\varepsilon \cdot \frac{h_1}{h}, \text{ so daß } \varepsilon_1 = \varepsilon\left(1 + 2\frac{h_1}{h}\right)$$

wird. Der Angriffspunkt des Erddrucks liegt wieder

$$\frac{h}{3} \cdot \frac{3h_1 + h}{2h_1 + h}$$

über der Sohle.

Tabelle über die Böschungsverhältnisse und Raumgewichte der Erdarten.

Erdart	Im Einschnitt		In der Anschüttung	
	Böschungsverhältnisse	Raumgewicht	Böschungsverhältnisse	Raumgewicht
1. Grobes Geröll, Schotter .	$1:1-1:1^1/_4$	1,6—1,8	$1:1-1:1^1/_4$	1,6—1,8
2. Kies	$1:1-1:1^1/_2$	1,5—1,7	$1:1^1/_4-1:1^1/_2$	1,4—1,6
3. Sand, leichter Boden . .	$1:1^1/_2$	1,4—1,8	$1:1^1/_2-1:1^3/_4$	1,4—1,8
4. Geröll mit Lehm, Lehm, Mergel, trockener Ton .	$1:1-1:1^1/_2$	1,7—2	$1:1^1/_4-1:1^3/_4$	1,5—1,8
5. Lehm und Ton, weich .	$1:1^3/_4-1:2$	1,8—2	$1:2-1:2^1/_2$	1,7—1,9
6. Ton, Lehm, Sand mit Wasser gesättigt	$1:2^1/_4-1:3^1/_4$	1,9—2,1	$1:2^3/_4-1:3^3/_4$	1,8—2
7. Wasser	$1:\infty$	1	$1:\infty$	1

Man kann die Wirkung des Erddrucks auch als Druck von einer bestimmten Flüssigkeit auffassen, deren spezifisches Gewicht $\mathrm{tg}^2 \frac{\psi}{2}$ ist. Im allgemeinen ist $\mathrm{tg}^2 \frac{\psi}{2}$ ungefähr $\mathrm{tg}^2 \frac{45}{2} = 0{,}1716 = \frac{1}{6}$. Wenn man daher eine Flüssigkeit von $\frac{1}{6}$ des spezifischen Gewichts der Erde annimmt, so kann man damit den wagerechten Druck der Erde bestimmen. Hierbei wird die senkrechte Wirkung dieser Kraft, das Herabgleiten längs der rückwärtigen Mauerfläche, welche als Reibung wirkt, vernachlässigt. Das Erdgewicht mit 1600 kg/m³, das der Mauer mit 2400 kg/m³ vorausgesetzt, ergibt in bezug auf den Punkt A (Abb. 30), den äußeren Drittelpunkt, folgende Gleichgewichtsgleichung

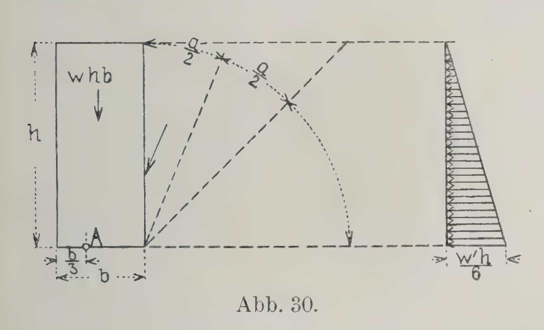


Abb. 30.

$$1600 \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{h}{6} = 2400 \cdot h \cdot b \cdot \frac{b}{6} \quad \text{und} \quad h = 3\,b,$$

das heißt, bei Vernachlässigung der Reibung an der Wand kann eine Mauer gegen Erddruck als standfest angesehen werden, wenn ihre Höhe dreimal so groß ist als ihre Stärke. Bei Mauern aus Eisenbeton wird nun das Erdgewicht selbst herangezogen, um ihre Standfestigkeit zu vermehren, und man braucht sich auf die unsichere Reibung nicht zu verlassen.

Im allgemeinen kann man die Eisenbetonmauern gegen den Erddruck nach ihrer Ausführungsart einteilen in Mauern mit Strebepfeilern und in Winkelstützmauern.

2. Mauern mit Strebepfeilern.

Diese Mauerart wurde und wird noch heutzutage auch aus Bruchstein und Stampfbeton hergestellt. In gewissen Abständen werden mächtige Pfeiler errichtet, welche einer senkrechten oder schwach geneigten Wand oder einem solchen Gewölbe zum Auflager dienen. Man ging auch bei der Einführung der neuen Eisenbetonbauweise zuerst daran, diese zwischen den Pfeilern befindlichen Wände oder Gewölbe

in Eisenbeton herzustellen. Diese müssen imstande sein, den Erddruck auf die Strebepfeiler zu übertragen, und können je nach ihrer Auflagerung und Verbindung mit den Strebepfeilern als frei aufliegender, halb eingespannter oder kontinuierlicher Balken gerechnet werden. Die Bewehrung dieser Wände besteht aus wagerechten Eiseneinlagen, die als Trageisen dienen. Ferner ordnet man auch senkrechte Eiseneinlagen als Verteilungseisen ein. Die Stärke dieser Wände ist vom Erddruck und von der Pfeilerentfernung abhängig; zweckentsprechend nimmt sie von oben nach unten zu. Ist der Strebepfeiler aus Bruchstein oder Stampfbeton, so wirkt auf denselben eine wagerechte Erddruckkomponente $H \cdot l$, wenn die Entfernung der Pfeiler voneinander l ist, sowie der ganze auf ihn entfallende Erddruck. Die Resultierende dieser Kräfte darf mit der Senkrechten, wenn ein Gleiten vermieden werden soll, keinen größeren Winkel als den natürlichen Böschungswinkel einschließen. Zur Ermittlung der Standfestigkeit eines gewählten Profils und der entstehenden Baugrundpressung wird am besten das zeichnerische Verfahren verwendet. Im übrigen gelten, sinnentsprechend angewendet, alle Punkte für die Standfestigkeit eines solchen Pfeilers, wie sie auf S. 320 bis 321 auseinandergesetzt wurden. Ist jedoch der Pfeiler in Eisenbeton hergestellt, so kann der Erddruck und das Gewicht der Wand zwischen den Pfeilern lediglich nur von diesen auf den Baugrund übertragen werden, welch letzterer daher nur unter den Strebepfeilern belastet wird. Im folgenden seien einige Beispiele dieser Mauerwerkstype erwähnt.

Stützmauer vor dem Eingangsportal des Murgrabentunnels[1]) im Bau-km 48,135 der Teilstrecke Podbrdo—Görz der Wocheinerbahn (Abb. 31). Dieses Bauwerk besteht aus 4 mächtigen, aus Bruchstein hergestellten Pfeilern und dem rechten Widerlager der 60 m weiten Bačabrücke, zwischen welchen sich 4 Eisenbetonwände gleich-

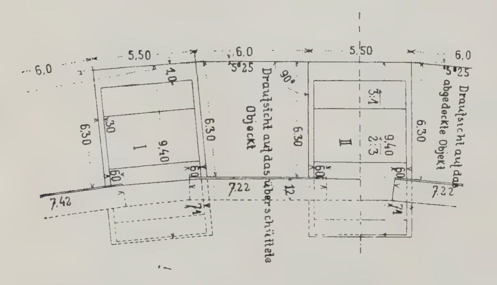


Abb. 31. Grundrißteil der Stützmauer beim Murgrabentunnel.

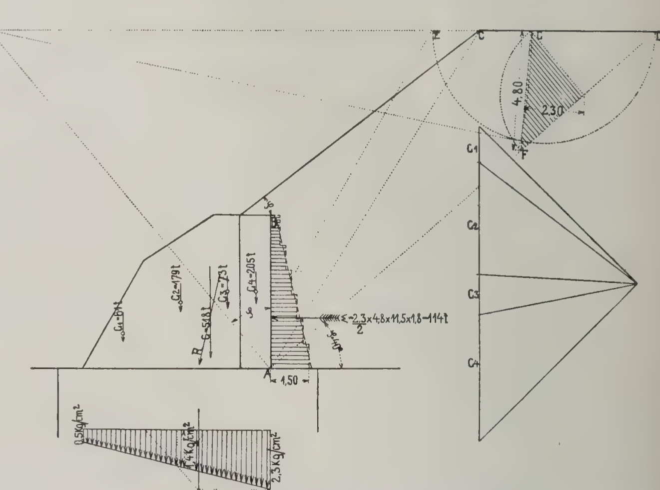


Abb. 32. Querschnitt und Erddruckermittlung der Stützmauer beim Murgrabentunnel.

sam als senkrechte Platten befinden. Diese Eisenbetonwände sind 6,20 m hoch und haben eine Stärke von 1,20 m. Um zur Untersuchung der statischen Verhältnisse überzugehen, sei erwähnt, daß die Anschüttung mit Schottermaterial geschah, ein spezifisches Gewicht von 1800 kg/m³ und ein natürlicher Böschungswinkel von 40° zugrunde gelegt wurde. In der Abb. 32 ist der Erddruck auf die Eisenbetonwand zeichnerisch ermittelt. Die Platte wurde, obgleich statisch nicht notwendig, ihrer ganzen Höhe nach gleich stark mit der gleichen Eisenbewehrung ausgeführt. Für das

[1]) Beton u. Eisen 1906, Heft IX, S. 236.

unterste Höhenmeter der Platte ergibt sich eine mittlere Erddruckordinate von 1,50 m (Abb. 32). Diese wurde als frei aufliegender Balken gerechnet und hat eine Stützweite von 6,60 m. Es ist daher das Moment hervorgerufen durch den hier wagerecht angreifenden Erddruck (Reibungswinkel zwischen Wand und Erdreich wurde vernachlässigt)

$$M = \frac{1}{8} \cdot 1{,}50 \cdot 1800 \cdot 6{,}6 \cdot 660 = 1\,460\,000 \text{ kgcm.}$$

Das Trägheitsmoment wurde unter der Annahme berechnet, daß der Beton keine Zugspannungen aufzunehmen hat, wobei das Verhältnis der Formänderungszahlen von Eisen zu Beton mit 15 angenommen wurde. Als wagerechte Eisenbewehrung (Trageisen) wurden Rundeisen von einem Durchmesser von 16 mm im Abstande von je 10 cm angeordnet. Diese Rundeisen wurden durch senkrechte Rundeisen von 7 mm Durchmesser in ihrer Lage festgehalten. Der Querschnitt des Höhenmeters Platte ist in Abb. 33 zu sehen.

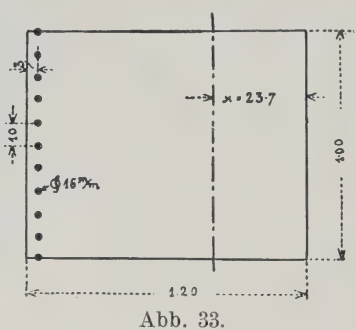


Abb. 33.
Querschnitt eines Höhenmeters Eisenbetonwand.

Die neutrale Achse berechnet sich nach folgender Gleichung:

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 \cdot 10 \cdot 2{,}01\,(117 - x) = 0$$

$$x = 23{,}7 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment daher

$$J_i = \frac{100}{3} \cdot \overline{23{,}7}^3 + 15 \cdot 10 \cdot 2{,}01 \cdot \overline{93{,}3}^2 = 3\,068\,293 \text{ cm}^4.$$

Die Randspannung im Beton daher

$$\sigma_b = \frac{1\,460\,000}{3\,068\,293} \cdot 23{,}7 = 11{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Eisens

$$\sigma_e = \frac{1\,460\,000}{3\,068\,293} \cdot 15 \cdot 93{,}3 = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu diesen Spannungen kämen eigentlich noch die Spannungen hinzu, die sich infolge Normaldrucks des Eigengewichts in der untersten Fuge ergeben; da diese aber nur kleine Größen sind, werden sie vernachlässigt.

Die Schubkraft in der Ebene der neutralen Achse ist am größten am Auflager und berechnet sich aus folgender Formel: $\tau = \frac{A \cdot S}{T}$, worin A den Auflagerdruck, S das statische Moment des Querschnitts zu einer Seite der neutralen Achse, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts bedeutet.

$$A = \frac{1{,}5}{2} \cdot 1800 \cdot 6{,}6 = 8900 \text{ kg}$$

$$S = 100 \cdot \frac{\overline{23{,}7}^2}{2} = 28\,100 \text{ cm}^3$$

$$J = 3\,068\,293 \text{ cm}^4$$

$$\tau = \frac{8900 \cdot 28\,100}{3\,068\,293} = 82 \text{ kg für 1 lfd. cm,}$$

daher die Inanspruchnahme des Betons auf Abscheren

$$\sigma_s = \frac{82}{100} = 0{,}82 \text{ kg/cm}^2.$$

Da diese Platte ihrer Höhe nach gleich stark ausgeführt wurde, der Erddruck gegen oben hin aber abnimmt, ergeben sich in den oberen Lagen dieser Eisenbetonwand bedeutend niedrigere Inanspruchnahmen. In der Abb. 34 ist eine Lichtbildaufnahme der ganzen Stützmauer zu sehen.

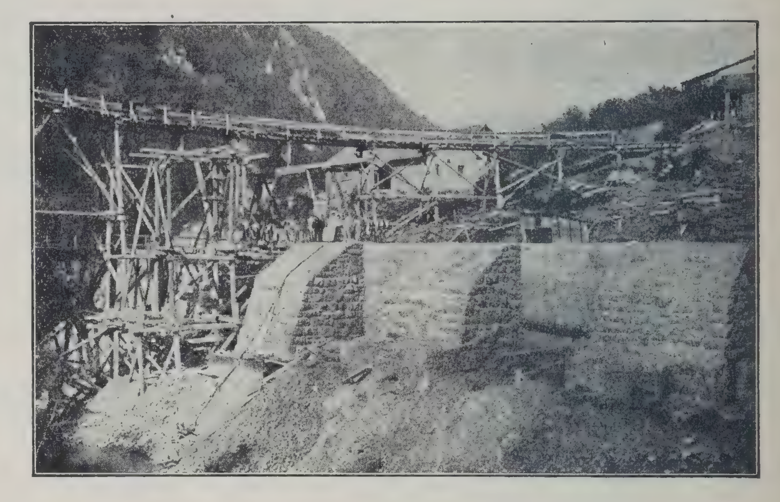


Abb. 34. Lichtbild der Stützmauer beim Murgrabentunnel.

Eine andere ausgeführte Mauer dieser Art, bei der jedoch die Strebepfeiler aus Stampfbeton hergestellt sind, ist die Futtermauer im Kellergeschoß des Magasin de Bonmarché in Paris. Diese Stampfbetonpfeiler dienen nicht nur zur Aufnahme des Erddrucks, sondern haben außerdem noch die Last der oberen Stockwerke zu tragen, da das Gebäude aus einer Reihe von Pfeilern besteht, die durch Träger verbunden sind (Abb. 35).

Eine Form, wobei die Strebepfeiler aus Eisenbeton hergestellt sind, zeigt die Abb. 36. Es ist dies die Stützmauer eines Teiles der Pariser Stadtbahn, die entlang dem Quai d'Orsay geführt wurde, und zwar bei der Untergrundlinie Chemin de fer des Molineaux.

Als eine Stützmauer mit stehenden Moniergewölben sei jene erwähnt, welche im

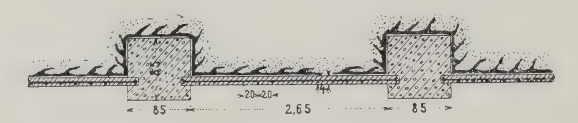


Abb. 35. Grundriß der Futtermauer im Magasin de Bonmarché in Paris.

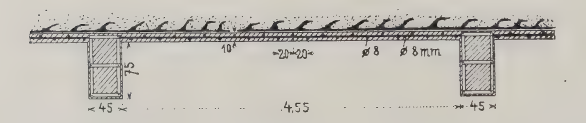


Abb. 36. Grundriß der Stützmauer am Quai d'Orsay in Paris.

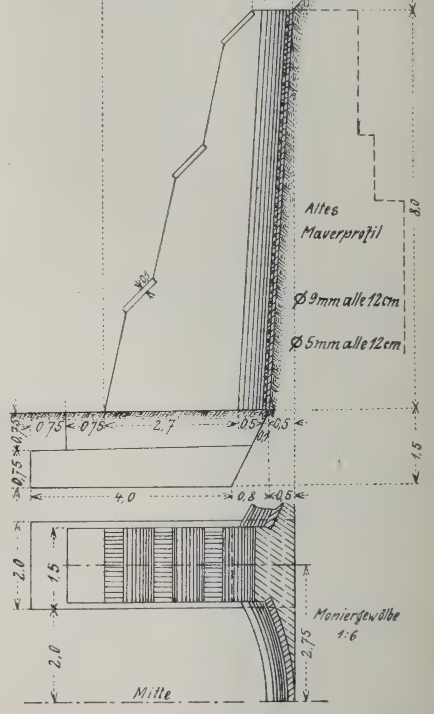


Abb. 37. Grundriß und Querschnitt einer Stützmauer in Düsseldorf.

Jahre 1904 von der Firma Dücker u. Cie. in Düsseldorf ausgeführt wurde. Sie ist errichtet an Stelle einer alten Mauer, die in Schlackensteinen mit Kalkmörtel

hergestellt war. Diese Stützmauer hatte eine Schlackenhalde abzufangen. Etwa 25 m der im ganzen 180 m langen Mauer stürzten ein und wurden durch das in Stampfbeton mit Schlackensteinverblendung ausgeführte Profil (Abb. 37) ersetzt. Um den Rest der alten Mauer vor Einsturz zu bewahren, wurde eine Stützmauer errichtet, die aus Betonpfeilern mit dazwischengespannten stehenden Moniergewölben besteht. Die Pfeilermischung war 1 Zement, 4 Schlackensand, 6 Schlackenstein, die der Gewölbe 1 Zement, 6 Rheinsand und Rheinkies. Die Pressung auf den Untergrund (schon seit langen Jahren lagernde Schlackenschüttung) beträgt nicht ganz 2 kg/cm².

3. Winkelstützmauern.

a) Allgemeines. Mauern nach Chaudy.

Bei der Ausführung und dem Entwerfen dieser Mauern geht man von dem Grundsatze aus, daß für ihre Standfestigkeit nicht mehr im allgemeinen das Eigengewicht benutzt wird, sondern das Gewicht der Erdmaterialien soll ein Kippen der Mauern verhindern. Man führt in einer senkrecht oder schwach geneigten Mauer, sei sie nun in Stampf- oder Eisenbeton ausgeführt, wagerecht ausgeführte Kragplatten aus, die in die senkrechte Mauer eingespannt sind und die über ihnen ruhende Erdlast zu tragen haben. Es ist klar, daß durch diese Anordnung der wagerechten Platten und durch ihre starre Verbindung mit der Mauer ein Moment erzeugt wird, welches dem Kippmoment des Erddrucks entgegenwirkt. Da an der Einspannstelle dieser Platten große Zugspannungen auftreten, sah man sich genötigt, zu einem Baumaterial zu greifen, welches dieselben aufnehmen kann; kein Material als der Eisenbeton eignet sich hierzu besser. Die senkrechte Mauer kann noch immer in Stampfbeton oder Bruchstein ausgeführt werden, aber in bedeutend schwächeren Ausmaßen. Als Übergang zu den reinen Eisenbetonmauern in Winkelform soll an dieser Stelle eine Mauerform besprochen werden, wie sie H. F. Chaudy empfiehlt (Abb. 38). Diese Mauer ist aus Stampfbeton ausgeführt und hat eine obere Stärke von etwa $e_0 = 1$ m. In einer gewissen Höhe von der Oberkante der Mauer wird nun eine solche wagerechte Kragplatte ausgeführt. Für gewöhnliche Verhältnisse wird etwa $h_0 = 3$ m angenommen, jene Höhe, wo die Resultierende aus dem Erddrucke, der über h_0 lastet, und dem Eigengewicht der Mauer von der Höhe h_0 in der Fuge $c\,d$ noch keine Zugspannungen hervorruft, d. h. wo diese Resultierende durch den äußeren Drittelpunkt geht. Man kann nun die Mauer von der Einspannstelle der Kragplatte in derselben Stärke e_0 nach abwärts ausführen, bis zu einer Höhe h_1; denn auf die Kragplatte $o\,d$ wirkt das Gewicht des Erdkörpers $a\,o\,b$, welche, mit der früheren Resultierenden vereinigt, eine neue Resultierende gibt, die stark gegen die Mitte des Mauerquerschnitts reicht.

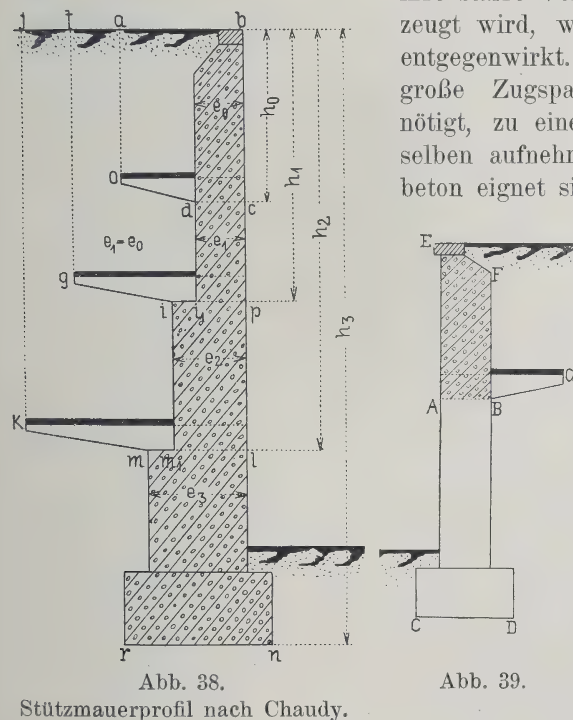


Abb. 38. Stützmauerprofil nach Chaudy.

Abb. 39.

Natürlich muß man die Breite der Kragplatte wieder so wählen, daß diese Resultierende durch den inneren Drittelpunkt der Fuge *cd* geht, d. h. daß im Punkte *c* keine Zugspannungen auftreten. Diese so gefundene Resultierende wird mit dem Mauergewicht von der Höhe h_1-h_2 und dem Erddruck von derselben Höhe zu einer neuen Kraft vereinigt, und zwar wieder so, daß sie durch den äußeren Drittelpunkt der Fuge $i_1 p$ geht. In der Fuge *ip* ordnet man nun eine zweite Kragplatte an, welche größer ist als die obere. Auf diese wirken das Erdgewicht von der Höhe h_1 und der Breite *af* und das Erdgewicht von der Höhe h_1-h_0 und der Breite der oberen Platte *od*. Die Breite dieser neuen Platte wird wieder so gewählt, daß die Gesamtresultierende aus allen vorerwähnten Kräften durch den inneren Drittelpunkt der Fuge *ip* geht. So kann man dieses Verfahren nach unten zu fortsetzen, bis man auf die wirtschaftliche Unausführbarkeit von solchen Kragplatten kommt, welche bei größeren Auskragungen als Plattenbalken ausgeführt werden. Diese Ausführungsart eignet sich insbesondere dort, wo z. B. eine bestehende Stützmauer aus Stampfbeton erhöht werden soll. Besteht z. B. eine Stützmauer *ABCD*, in Abb. 39, und soll dieselbe bis zur Höhe *E* erhöht werden, so ist es angezeigt, zuerst eine früher beschriebene Kragplatte *BG* auszuführen, wonach die Mauer erst erhöht wird, und zwar wieder, wie es früher beschrieben wurde. Es ist dies eine Methode, bei der gar keine Verstärkung der bestehenden Mauer durch etwa vorgebaute Strebepfeiler sich nötig erweist.

Ist im vorhergehenden eine allgemeine Ausführungsart von Mauern besprochen worden, welche eine Verbindung des Eisenbetons mit dem Stampfbeton oder Bruchstein darstellt, so mögen nun solche Formen erwähnt werden, wo auch der senkrechte Teil der Mauer Zugspannungen aufnehmen kann, die eigentlichen Winkelstützmauern. Wie der Name schon sagt, ist ihre Form die eines Winkels, dessen stehender Schenkel das Erdmaterial abgrenzt, dessen liegender Schenkel, im innigen Zusammenhange mit dem stehenden ausgeführt, das Gewicht des über ihm ruhenden Erdreichs aufzunehmen hat.

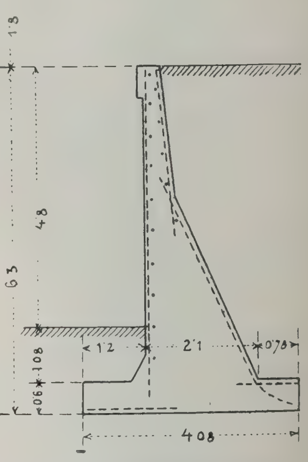


Abb. 40. Querschnitt einer amerikanischen Eisenbetonstützmauer.

b) Reine Winkelstützmauern.

Eine Querschnittsform einer Stützmauer in Eisenbeton, welche eine Art Übergang vom reinen Betonprofil zu einem bewehrten vorstellt und welche hauptsächlich in Nordamerika in überaus vielen Fällen oft kilometerlang ausgeführt wird, stellt die Abb. 40 vor. Sie ist gekennzeichnet dadurch, daß ihre Sohle sowohl nach vorn als auch nach rückwärts plattenartig auskragt, oft bis zu Längen von 1,5 m. Diese auskragenden Platten, sowie die aufgehende Betonmauer haben noch immer eine ziemliche Stärke. Entsprechend dem Verlaufe der Bodenpressungen, welche an der Vorderseite der Sohle ihren Größtwert haben, an der Rückseite beinahe Null sind, ist auch die Bewehrung dieser Sohlplatte ausgebildet. An der Vorderseite derselben, wo die Bodenpressungen groß sind, ist die Eisenbewehrung einer eingespannten Kragplatte entsprechend unten; an der rückwärtigen Platte, wo die Auflast des Erdreichs größer ist als die Reaktion der kleinen Bodenpressungen, ist die Bewehrung oben. Die Wirtschaftlichkeit dieses bewehrten Mauerprofils erhellt auch daraus, daß es sich billiger stellt als ein solches aus reinem Stampfbeton.[1])

[1]) Nach Eng. News 1906, Dez., um rund 4 vH. billiger.

Die Querschnittsform der Winkelstützmauer kennzeichnet sich durch einen verhältnismäßig schwachen senkrechten Schenkel und einen breiten Fuß; in beiden Teilen kommen die Biegungsspannungen zum Übergewicht, welche ihren Größtwert im Scheitel des Winkelprofils erlangen. Die Standfestigkeit beruht hier auf dem Gewicht der Mauer und des über dem Fuße ruhenden Erdreichs, dessen Hebelarm im Drehmoment infolge des breiten Fußes viel bedeutender als bei den Mauerprofilen aus Stampfbeton oder Bruchsteinen sein muß. Die Abb. 41 stellt die Profile zweier gleich standsicheren Stützmauern dar, deren Querschnittsflächen sich wie 1 : 1,8 verhalten.

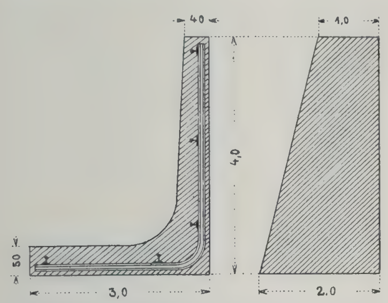


Abb. 41. Querschnitte einer reinen Winkelstützmauer und Stampfbetonmauer von gleicher Standfestigkeit.

Einen interessanten Vergleich zwischen drei Mauerprofilen von derselben Höhe gibt Herr Bone.[1]) In der Abb. 42 gibt die Fig. 1 den Querschnitt einer reinen Bruchstein- oder Stampfbetonmauer, die Fig. 2 jenen einer Eisenbetonwinkelmauer in L-Form, die Fig. 3 jenen einer Eisenbetonstützmauer in ⊥-Form. Alle drei Mauern haben dieselbe Höhe von 8,25 m. Wie aus der Abb. 42 zu sehen ist, sind auch die jeweiligen Bodenpressungen eingetragen, und es ergibt sich daraus, daß der Mauerquerschnitt nach Fig. 2 standfester ist als jener nach Fig. 1, da die Resultierende mehr gegen die Mitte der Bodenfläche zu liegen kommt. Der Mauerquerschnitt nach Fig. 3 ist für jene Untergrundverhältnisse besonders günstig,

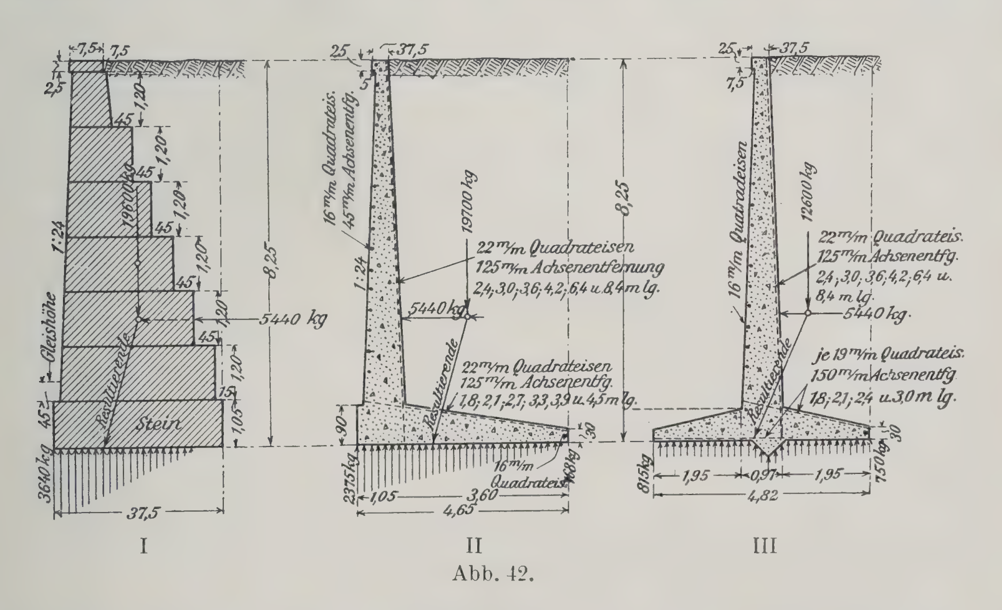


Abb. 42.

wo der Boden sich leicht zusammendrücken läßt, oder dort, wo es erwünscht ist, den Erdaushub hinter der senkrechten Wand der Stützmauer auf ein Kleinstmaß zu beschränken. Aus der Fig. 3 ist auch zu ersehen, daß die Druckverteilung auf die ganze Bodenfläche eine ziemlich gleichmäßige ist. Herr Bone kommt auch zu dem berechtigten Schlusse, daß die Mauern nach obigen zwei Profilen leichter herzustellen sind als die später zu beschreibenden Winkelstützmauern mit Verstärkungsrippen, ins-

[1]) Eng. Record 1908, 25. April.

besondere auch deshalb, weil die Eiseneinlagen alle gerade sind und nirgends gebogen werden müssen, was besonders für amerikanische Verhältnisse besonders günstig ist, wo solche Mauern auf große Strecken mit geringer Ingenieuraufsicht ausgeführt zu werden scheinen. Unter der Annahme, daß 1 m³ Stampfbeton für den vollen Mauerquerschnitt nach Fig. 1 40 Kronen, 1 m³ Beton für die Querschnitte Fig. 2 u. 3 45 Kronen und 100 kg Eisen 33 Kronen kosten, stellt sich der Mauerquerschnitt nach Fig. 2 um 47,5 vH., jener nach Fig. 3 um 47,9 vH. billiger als der Querschnitt nach Fig. 1. Was die unter ganz gleichen Verhältnissen berechnete spezifische Bodenpressung an der Vorderkante der Mauern anbelangt, so ist die Pressung des vollen Mauerquerschnitts um 52 vH. größer als bei jenen der Fig. 2 und um 344 vH. größer als bei Fig. 3.

c) Winkelstützmauern mit Rippen.

Reine Winkelquerschnitte eignen sich insbesondere bei kleineren Mauerhöhen, etwa von 4 bis 5 m. Es ist dies darin begründet, weil sämtliche Schenkel als Kragträger zu rechnen sind und diese bei größeren Mauerhöhen auch eine größere Stärke erfordern. Aus diesem Grunde ging man daran, die beiden Schenkel durch Rippen zu verstärken, so daß die Berechnung der Schenkel dann nicht mehr als Kragträger, sondern als zwischen den Rippen eingespannter Träger erfolgt. Es stellt auch die Winkelform mit Verstärkungsrippen jene Querschnittsform von Mauern dar, welche das Mindestausmaß an Material und Erdaushub erfordert.

Ist der Untergrund ein guter, so legt man den wagerechten Schenkel direkt auf denselben nach I der Abb. 43. Ist der Untergrund schlecht, so kann man entweder den wagerechten Schenkel auf Pfähle stellen nach II der Abb. 43, oder man verbreitert den Schenkel gegen vorn hin nach III der Abb. 43, welchen man außerdem auch noch durch Rippen verstärken kann. Erreicht die Mauer eine größere Höhe, so kann zur Verwertung der Gegenlast in mittlerer Höhe eine zweite wagerechte Platte eingeschaltet werden (IV der Abb. 43), welche durch Eisenbetonbalken ver-

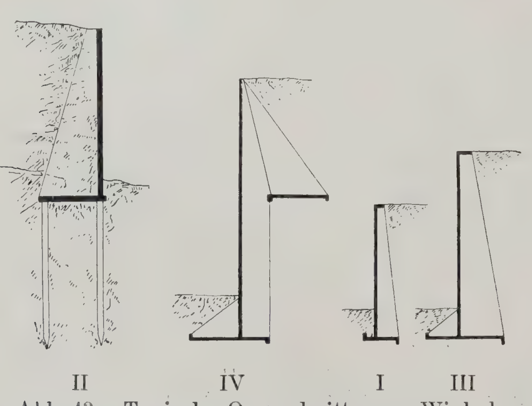


Abb. 43. Typische Querschnitte von Winkelstützmauern mit Verstärkungsrippen.

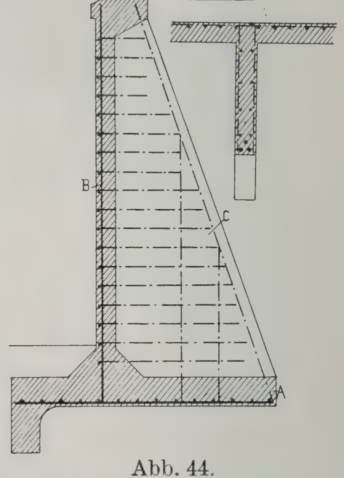


Abb. 44.
Querschnitt einer Winkelstützmauer mit Verstärkungsrippen.

stärkt und mittels Rippen in feste Verbindung mit der Gesamtkonstruktion gebracht wird. In allen diesen Fällen wirkt dem Drehmoment des Erddrucks das Moment der auf den wagerechten Platten ruhenden Last entgegen. Eine solche Mauerform besteht demnach aus dem als wagerechte Platte ausgeführten Fuß *A*, der senkrechten Wand *B* und den

Rippen C (Abb. 44). Was die Berechnung der statischen Verhältnisse solcher Mauern anbelangt, so müssen dieselben folgenden Grundsätzen Genüge leisten:

1. Die spezifische Bodenpressung aus sämtlichen äußeren Kräften darf die zulässigen Grenzen nicht überschreiten.

2. Der wagerecht ausgeführte Fuß A ist als Träger aufzufassen, der belastet wird mit der von unten wirkenden spezifischen Bodenpressung bezw. dem Unterschiede zwischen Auflast und Bodenpressung und dessen Auflager die Rippen bilden. Derselbe kann als über die Rippen kontinuierlich gehend oder als teilweise eingespannt betrachtet werden.

3. Die senkrechte oder besser schwach geneigte Wand, die vom Erddruck belastet wird, ist, so wie in 2 erwähnt, als Träger zwischen den sein Auflager bildenden Rippen aufzufassen.

4. Die Rippe ist als Träger von **T**-Querschnitt aufzufassen (Abb. 44). Hierbei ist der jeweilige Abstand zwischen der rückwärtigen schiefen Fläche der Rippe und der vorderen Fläche der senkrechten Stirnwand als Trägerhöhe aufzufassen. Als Druckgurt wirkt die Stirnwand in einer Länge gleich der Achsenentfernung der Rippen. Was die Bewehrung dieser Rippen anbelangt, so hat dieselbe nicht nur auf Biegung, sondern auch auf Zug und Abscheren zu erfolgen. Die Eiseneinlagen, welche die Zugkräfte infolge Biegung aufzunehmen haben, werden in den weitaus meisten Fällen konzentrisch in der Nähe der rückwärtigen schrägen Fläche der Rippen angeordnet. In vielen Fällen werden sie aber auch von der Krone der Rippe gegen die Sohle zu auseinandergehend angeordnet. Endlich können diese Eiseneinlagen so angeordnet werden, wie in Abb. 45 zu sehen ist, also mehr oder weniger parallel zur rückwärtigen schrägen Fläche der Rippe. Es wird hier die Rippe gleichsam in einzelne Dreiecke aufgelöst, deren Hypotenuse stets die jeweiligen Zugkräfte infolge Biegung aufzunehmen hat.[1]) Die Rippe hat außerdem aber auch noch die Last des Erdreichs zu tragen, welches auf der ihr zugehörigen Sohlplatte aufruht, ist daher auf Zug und Scherung beansprucht. Die Zugkräfte werden durch senkrecht eingelegte Eiseneinlagen aufgenommen, während für die Aufnahme der Scherkräfte wagerechte Eiseneinlagen dienen.

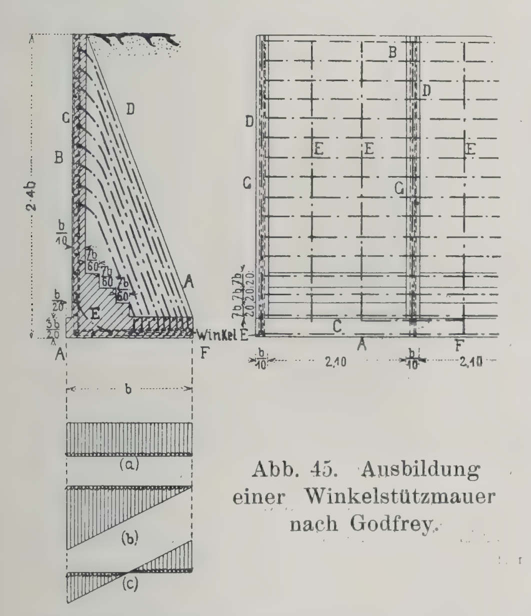


Abb. 45. Ausbildung einer Winkelstützmauer nach Godfrey.

Um die Wirtschaftlichkeit von Winkelstützmauern gegenüber Stützmauern aus Stampfbeton zu zeigen, sei erwähnt, daß Stampfbetonmauern von einer Stärke an der Grundfläche von 1,50, 3 und 4,50 m bezw. einer Höhe von 3,60, 7,20 und 10,80 m eine 3,73-, 3,39- und 3,14mal so große Volummasse an Beton haben als Winkelstützmauern aus Eisenbeton von derselben Höhe und derselben Standfestigkeit. Wenn daher der Eisenbeton nicht mehr als 3- bis 4mal mehr für 1 m³ kostet wie gewöhnlicher Beton oder Bruchsteinmauerwerk, so ist ersterer wirtschaftlicher. An dieser Stelle möge auch eine allgemeine Ausbildung von Winkelstützmauern und deren Bewehrung

[1]) Siehe Winkelstützmauer an der Vorderbleiche in Breslau im IV. Bande, zweite Auflage, Kap. Wasserbau S. 98, Abb. 239 u. 240.

besprochen werden, wie dieselbe Herr Eduard Godfrey empfiehlt. Bei Stampfbeton oder Bruchsteinmauern fällt die Resultierende aus Erddruck und Eigengewicht mehr oder weniger innerhalb des Kernes (mittleres Drittel), und die Druckverteilung auf der Sohle dürfte sich nach Abb. 45a ergeben. Soll nun bei Winkelstützmauern eine wirtschaftliche Sohlenbreite b angenommen werden, so wird diese so breit ausgeführt, daß die Resultierende der äußeren Kraft durch das innere Drittel der Basis geht, also eine Druckverteilung nach b sich ergibt Der Unterschied der Kräfte zwischen a und b, wie er in Abb. 45c zu sehen ist, muß durch innere Kräfte aufgenommen werden. Auf der linken Seite der Fundamentplatte ist ersichtlich, daß die Kräfte nach oben wirken; wenn die Konstruktion aus Eisenbeton ist, so wird demnach die Bewehrung des oberen Teiles der Fundamentplatte notwendig sein. Die Einfachheit der Konstruktion erheischt es aber, dies zu vermeiden. Die Nähe der senkrechten Wand ermöglicht es, diese Kraft direkt auf letztere zu übertragen, mittels der Abtreppungen oberhalb der Fundamentplatte; diese Abtreppungen können selbstverständlich durch eine schief ansteigende Fläche ersetzt werden. Auf der rechten Seite der Fundamentplatte geht der Druck abwärts von 0 in der Mitte bis zum Grenzwert am Plattenrande. Herr Godfrey verwendet in jeder Rippe zwei Winkeleisen, eins in der senkrechten Wand, das andere wagerechte in der Fundamentplatte. Wenn b die Breite der Fundamentplatte ist, so ist die Stärke derselben $\frac{3}{20} \cdot b$, die Stärke der senkrechten Wand sowohl als auch die der Rippe ist $\frac{b}{10}$ (Abb. 45).

Die Rippen haben den Zweck, die Fußplatte und die senkrechte Wand zu vereinigen und gegenseitig festzuhalten. Der Hauptzweck des Betons in den Rippen ist nur der Schutz der Verbindungseisen. Herr Godfrey geht von der Ansicht aus, diese Rundeiseneinlagen in den Rippen mit der Fundamentplatte bezw. Wand gut zu verankern. Er empfiehlt den Gebrauch von Rundeisen (D der Abb. 45) mit Schraubenwindungen an ihrem Ende, welche mittels Muttern an den früher angegebenen Winkeln (F und G der Abb. 45) angeschraubt sind. Diese Winkeleisen dienen ferner dazu, um die Rundeisen sowohl in der Fundamentplatte als auch in der Wand in ihrer richtigen Lage zu erhalten. Sie haben eine Stärke von $60 \times 60 \times 8$ mm. (Vergl. Abb. 106.)

Bezüglich der räumlichen Anordnung der Fundamentplatte im Verhältnis zur Lage und Höhe der Stirnwand hat H. Massart für Winkelstützmauern eine interessante Abhandlung veröffentlicht. Bezeichnet s den Sicherheitsgrad, φ den natürlichen Böschungswinkel des Hinterfüllungsmaterials, φ_1 den Reibungswinkel zwischen Mauer und Erde, h die Höhe der Mauer, b die noch unbekannte Breite der Sohle hinter der Wand, g das Gewicht des Hinterfüllungsmaterials, so besteht die Gleichgewichtsgleichung

$$\frac{s \cdot g \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} = g \cdot h \cdot b \cdot \operatorname{tg} \varphi_1$$

$$b = \frac{\operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot s \cdot h.$$

Setzen wir

$$\frac{\operatorname{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}}{2 \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot s = m,$$

so ist

$$b = m \cdot h \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 1)$$

Bezeichnet in der Abb. 46, Fig. 2, E den wagerechten Erddruck, G das Gewicht der Mauer einschließlich des auf ihr ruhenden Erdkörpers, so muß, falls die Resultierende im inneren Drittel verbleiben soll, $OD < \frac{B}{3}$ und als Grenzfall $OD = \frac{B}{3}$.

Fig. 1.

Fig. 2

Fig. 3.

Abb. 46.

Es ist ferner aus früherer Abbildung zu ersehen, daß

$$\frac{E}{G} = \frac{OD}{CD} = \frac{\frac{2}{3}a + \frac{b}{6}}{\frac{h}{3}} = \frac{4a + b}{2h}$$

$$E = \frac{g \cdot h^2}{2} \cdot \mathrm{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}$$

$$G = g \cdot h \cdot b = g \cdot s \cdot h^2 \frac{\mathrm{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}}{2 \,\mathrm{tg}\, \varphi_1}$$

$$\frac{E}{G} = \frac{\mathrm{tg}\, \varphi_1}{s} = \frac{8\, a \cdot \mathrm{tg}\, \varphi_1 + s \cdot h \cdot \mathrm{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}}{4\, h \cdot \mathrm{tg}\, \varphi_1}$$

$$a = \frac{4\, \mathrm{tg}^2 \varphi_1 - s^2 \cdot \mathrm{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}}{8 \cdot s \cdot \mathrm{tg}\, \varphi_1} \cdot h;$$

setzen wir

$$\frac{4\, \mathrm{tg}^2 \varphi_1 - s^2 \cdot \mathrm{tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2}}{8 \cdot s \cdot \mathrm{tg}\, \varphi_1} = n,$$

so ist

$$a = n \cdot h \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 2)$$

und

$$B = (m + n)\, h.$$

Aus angenommenem Böschungs- und Reibungswinkel sowie vorgeschriebenem Sicherheitsgrad kann man sich für jeden Fall a, b und B berechnen.

H. Massart kommt ferner zu folgenden Resultaten, bei Annahme, daß $P_1 = P_2$ in der Fig. 3 der Abb. 46, worin P_1 die Bodenpressung im Punkte E ist, während P_2 die gleichmäßige Bodenpressung der rückwärtigen Sohlenfläche bedeutet, und bei weiterer Annahme, daß $\varphi_1 = \varphi = 35^\circ$.

Den Sicherheitsgrad s berechnet er mit 1,63, und für diesen Sicherheitsgrad und obige Annahmen ergibt sich $a = 0{,}134\, h$ und $b = 0{,}325\, h$, so daß $B = 0{,}459\, h$.

In letzter Zeit hat Herr Dr.-Ing. P. Weiske praktische Formeln für die erforderliche Breite y der Grundplatte hinter der vorderen senkrechten Wand einer Winkelstützmauer veröffentlicht.[1]) Bezeichnet in Abb. 47 d die Stärke der vorderen senkrechten Wand, G_1 das Gewicht der Vorderwand, M_v das statische Moment der Vorderwand in bezug auf die Kippkante, M_h das statische Moment des wagerecht angenommenen Erddrucks, g_2 die Belastung der Grundplatte hinter der Vorderwand für die Breiteneinheit einschl. des Eigengewichts der Grundplatte und etwa vorhandener Querrippen, y die gesuchte Breite der Grundplatte hinter der Vorderwand, x den Abstand des Schnittpunkts der Gesamtresultierenden mit der Fundamentfuge von der Kippkante, p die zulässige Belastung des Baugrundes an der Vorderkante in Tonnen für 1 m^2;

[1]) Zement und Beton 1908, S. 441.

alle Bezeichnungen auf eine Mauertiefe von 1 m bezogen, die Längen in Meter, die Gewichte in Tonnen eingesetzt, so können zwei Fälle in Betracht gezogen werden.

Fall I. Die zulässige Bodenpressung p ist gegeben. Der Abstand x der Resultierenden von der Kippkante ergibt sich aus der Gleichung

$$x = \frac{M_v - M_h + y \cdot g_2 \cdot \left(\frac{y}{2} + d\right)}{G_1 + y \cdot g_2} \quad . \; . \; . \quad 1)$$

Ferner liefert die Bedingung, daß die Kantenpressung p nicht überschritten wird, die Gleichung

$$x = 2\,\frac{(G_1 + y \cdot g^2)}{3\,p} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 2)$$

Durch Gleichsetzung beider Werte erhält man

$$(G_1 + y \cdot g_2)^2 = 1{,}5\,p\,(M_v - M_h) + 1{,}5\,p \cdot y \cdot g_2 \left(\frac{y}{2} + d\right) \quad 3)$$

Abb. 47.

Aus dieser Gleichung erhält man y in der Form

$$y = -A + \sqrt{A^2 + B} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 4)$$

Hierbei ist

$$A = \frac{0{,}75\,p \cdot d - G_1}{0{,}75\,p - g_2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 5)$$

und

$$B = \frac{1{,}5\,p\,(M_h - M_v) + G_1^2}{g_2\,(0{,}75\,p - g_2)} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 6)$$

Fall II. Die Bodenpressung soll sich auf die ganze Fundamentfuge verteilen, so daß

$$x = \frac{y + d}{3} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 7)$$

ist. Dann kann p nicht mehr angenommen werden, sondern ergibt sich zu

$$p = \frac{2\,(G_1 + y \cdot g_2)}{y + d} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 8)$$

Die Gleichsetzung der Gleichungen 1 und 7 liefert

$$\frac{y + d}{3} = \frac{M_v - M_h + y \cdot g_2 \left(\frac{y}{2} + d\right)}{G_1 + y \cdot g_2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 9)$$

Aus dieser Gleichung erhält man wieder y in der Form

$$y = -A_1 + \sqrt{A_1^2 + B_1} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 10)$$

Hierbei ist

$$A_1 = \frac{2\,g_2 \cdot d - G_1}{g_2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 11)$$

und

$$B_1 = \frac{6\,(M_h - M_v) + 2\,G_1 \cdot d}{g_2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 12)$$

Bei rechteckiger Form der Vorderwand und bei dreieckiger Form der Erddruckverteilung, also ohne Auflast, wird der Wert $M_h - M_v$ am einfachsten durch Rechnung bestimmt. Eine Vorlage vor der Vorderwand kann hierbei ohne Schwierigkeit berücksichtigt werden. Ist dagegen der Querschnitt der Vorderwand und die Erddruckverteilung trapezförmig, so geschieht die Zusammensetzung der Kräfte G_1 und E und die Ermittlung des Kippmoments ihrer Resultierenden am besten auf zeichnerischem

Wege. Hierbei kann auch eine unter dem Reibungswinkel φ geneigte Richtung des Erddrucks E angenommen werden. Bei der Berechnung von y ist dann aber statt G_1 der Wert $V = G_1 + E_v$ zu setzen, weil die senkrechte Teilkraft der Resultierenden aus G_1 und E durch die senkrechte Teilkraft E_v des Erddrucks E vergrößert wird, An einem einfachen Beispiel möge dies erläutert werden. Die Höhe einer Mauer sei $h = 4$ m, die Stärke der Vorderwand $d = 0{,}4$ m, die Stärke der Sohle 0,4 m. Das spezifische Gewicht des Betons sei zu 2,4, das der Erde zu 1,6 und der natürliche Böschungswinkel $\varphi = 30^\circ$ angenommen. Der größte zulässige Bodendruck soll nicht 2,5 kg/cm² $= 25$ t/m² übersteigen. Dann sind für 1 m Tiefe $G_1 = 4 \cdot 0{,}4 \cdot 2{,}4 = 3{,}84$ t, $M_v = G_1 \cdot \frac{d}{2}$ $= 3{,}84 \cdot 0{,}2 = 0{,}77$ tm; das Gewicht der Grundplatte mit Auffüllung für 1 m Breite ist $g^2 = 0{,}4 \cdot 2{,}4 + 3{,}6 \cdot 1{,}6 = 6{,}72$ t; der wagerecht angenommene Erddruck rechnet sich aus

$$E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = 1{,}6 \cdot \frac{16}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 30 = 1{,}6 \cdot 8 \cdot 0{,}333 = 4{,}27 \text{ t},$$

daher

$$M_h = E \cdot \frac{h}{3} = 4{,}27 \cdot \frac{4}{3} = 5{,}69 \text{ tm}$$

und

$$M_h - M_v = 5{,}69 - 0{,}77 = 4{,}92 \text{ tm},$$

ferner

$$A = \frac{0{,}75\, p \cdot d - G_1}{0{,}75\, p - g_2} = \frac{0{,}75 \cdot 25 \cdot 0{,}4 - 3{,}84}{0{,}75 \cdot 25 - 6{,}72} = 0{,}305$$

und

$$B = \frac{1{,}5\, p \cdot (M_h - M_v) + G_1{}^2}{g_2\,(0{,}75\, p - g_2)} = \frac{1{,}5 \cdot 25 \cdot 4{,}92 + \overline{3{,}84}^2}{6{,}72 \cdot 12{,}03} = 2{,}47,$$

demnach

$$y = -A + \sqrt{A^2 + B} = -0{,}305 + \sqrt{\overline{0{,}305}^2 + 2{,}47} = 1{,}30 \text{ m}.$$

Berechnet man zur Kontrolle den Wert x nach den Gleichungen 1 und 2, so erhält man übereinstimmend $x = 0{,}3$ m, so daß sich die Bodenpressung auf eine Breite $b = 3\,x = 0{,}9$ m verteilt. Es steht also $\frac{0{,}9}{1{,}7} = 53$ vH. der Bodenfläche unter Druck. Soll die ganze Bodenfläche unter Druck stehen in der Weise, daß im Endpunkte von y die Bodenpressung Null ist, dann gelten die unter II ermittelten Werte für A_1 und B_1 nach den Gleichungen 11 und 12.

$$A_1 = \frac{2\, g_2 \cdot d - G_1}{g_2} = \frac{2 \cdot 6{,}72 \cdot 0{,}4 - 3{,}84}{6{,}72} = 0{,}29$$

und

$$B_1 = \frac{6\,(M_h - M_v) + 2\, G_1 \cdot d}{g_2} = \frac{6 \cdot 4{,}92 + 2 \cdot 3{,}84 \cdot 0{,}4}{6{,}72} = 4{,}85.$$

Dann ist

$$y = -A_1 + \sqrt{A_1{}^2 + B_1} = -0{,}29 + \sqrt{\overline{0{,}29}^2 + 4{,}85} = 1{,}93 \text{ m}.$$

Die größte Bodenpressung an der Kippkante ist dann nach Gleichung 8

$$p = \frac{2\,(G_1 + g_2\, y)}{y + d} = \frac{2\,(3{,}84 + 6{,}72 \cdot 1{,}93)}{1{,}93 + 0{,}4} = 1{,}44 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine weitere lehrreiche theoretische Abhandlung über die Konstruktion von Eisenbetonstützmauern hat Herr Dipl.-Ing. Baumstark, Dortmund, in Beton u. Eisen 1908, Heft XVI, S. 338 veröffentlicht, die hier wiedergegeben ist.

Die zweckmäßigste Form für Eisenbetonstützmauern ist das Winkelprofil, bei dem die Erde selbst herangezogen wird, um die Mauer gegen Kippen zu sichern.

Bezeichnet (Abb. 48)

$h =$ die Gesamthöhe der Stützmauer

$b =$ die Breite der Fundamentplatte

$l =$ die Breite des Erdprismas über der Platte,

so ergibt sich der Erddruck gegen die senkrechte Wand zu

$$E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\psi}{2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 1)$$

wenn von der Reibung zwischen Erde und Mauerwerk abgesehen wird. Setzt man

$$\frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\psi}{2}\right) = a,$$

Abb. 48.

so geht Gleichung 1 über in

$$E = \gamma \cdot a \cdot h^2.$$

Das Moment des Erddrucks ergibt sich zu

$$M_E = \gamma \cdot a \frac{h^3}{3}.$$

Diesem Moment wirkt das Moment M_G der Erdlast auf der Fundamentplatte entgegen. Soll die Resultierende beider Kräfte durch den vorderen Drittelpunkt C der Fundamentplatte gehen, so muß

$$\gamma \cdot a \frac{h^3}{3} = \gamma \cdot l \cdot h \left(\frac{2}{3} \cdot b - \frac{l}{2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 2)$$

sein, wenn von dem Eigengewicht des Eisenbetons abgesehen wird.

Es läßt sich jetzt leicht ermitteln, für welches b der Wert l ein Minimum wird. Löst man die rechte Seite der Gleichung 2 auf, so erhält man

$$\frac{2}{3} lb - \frac{l^2}{2} = F$$

$$\frac{\partial F}{\partial l} = \frac{2}{3} b - l; \qquad \frac{\partial F}{\partial b} = \frac{2}{3} l$$

$$\frac{db}{dl} = -\frac{\frac{2}{3} b - l}{\frac{2}{3} l} = 0.$$

Hieraus ergibt sich

$$l = \frac{2}{3} b \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 3)$$

Setzt man den Wert von l in Gleichung 2 ein, so folgt

$$\frac{ah^2}{3} = \frac{2}{3} b \left(\frac{2}{3} b - \frac{1}{3} b\right)$$

$$ah^2 = \frac{2}{3} b^2;$$

$$b = h\sqrt{1,5\,a} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 4)$$

für $a = \frac{1}{8}$ ergibt sich z. B.

$$b = 0,433\,h \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 4a)$$

Der größte Bodendruck ergibt sich zu

$$\sigma_{\text{Boden}} = \frac{2 \cdot \frac{2}{3} b \cdot h\gamma}{b} = \frac{4}{3} h\gamma \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 5)$$

Setzt man $\sigma_{\text{Boden}} = 2{,}5 \text{ kg/cm}^2 = 25\,000 \text{ kg/m}^2$ und $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$, so ergibt sich die größte Höhe, bis zu welcher eine Stützmauer nach den vorher festgelegten Verhältnissen ausgeführt werden kann, zu

$$h = \frac{25\,000 \cdot 3}{1600 \cdot 4} = \sim 11{,}70 \text{ m}.$$

Nachdem der Bodendruck festgestellt ist, kann jetzt zur Dimensionierung der Fundamentplatte übergegangen werden.

Der Teil AC der Platte wirkt als ausgekragter Träger (Abb. 49), der trapezförmig belastet ist. Das Moment für den Einspannungspunkt C ergibt sich zu

$$M_c = \frac{2}{3} \sigma_b \cdot \frac{b}{3} \cdot \frac{b}{2 \cdot 3} + \frac{\sigma_b}{3} \cdot \frac{b}{2 \cdot 3} \cdot \frac{2b}{3 \cdot 3};$$

$$M_c = \frac{4}{81} \sigma_b \cdot b^2,$$

Abb. 49.

und da $\sigma_b = \frac{4}{3} h\gamma$, ist

$$M_c = \frac{16}{243} h\gamma \cdot b^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 6)$$

Bezeichnet man die Plattenstärke an der Einspannstelle mit d_1, so besteht die Beziehung

$$M_c = \frac{16}{243} \cdot h\gamma \cdot b^2 = \frac{1}{\psi^2} \cdot d_1^{\,2},$$

wobei ψ^2 abhängig ist von der Beanspruchung, die man für Eisen und Beton für den vorliegenden Fall als zulässig erachtet.

$$d_1 = 4 \psi b \sqrt{\frac{h\gamma}{243}}$$

$$d_1 = \sim \frac{1}{4} \psi b \sqrt{h\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 7)$$

Abb. 50.

Der Inhalt der Fundamentplatte von A bis C ergibt sich zu

$$J_1 = \frac{1}{4} \psi b \sqrt{h\gamma} \frac{1}{3} b$$

$$J_1 = \frac{1}{12} \psi b^2 \sqrt{h\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 8)$$

Auf den Teil CB (Abb. 50) wirkt abwärts das Gewicht der darauf lastenden Erde γh, aufwärts der Bodendruck. Dieser beträgt bei C

$$\frac{2}{3} \sigma_b = \frac{8}{9} h\gamma,$$

um bei B Null zu werden.

Die resultierende Belastungsordinate ergibt sich dann bei C zu

$$\gamma h - \frac{8}{9} \gamma h = \frac{1}{9} \gamma h$$

und bei B zu

$$\gamma h - 0 = \gamma h.$$

Der Teil BC der Platte wird ebenfalls als ausgekragter Träger konstruiert. Es ist dann

$$M_2 = \frac{1}{9} \gamma h \cdot \frac{2}{3} b \cdot \frac{1}{3} b + \frac{8}{9} \gamma h \cdot \frac{b}{3} \cdot \frac{4}{9} b$$

$$M_2 = \frac{38 \gamma h b^2}{243} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 9)$$

Bezeichnet d_2 die Stärke an der Einspannstelle, so ist

$$\frac{38}{243} \gamma h b^2 = \frac{1}{\psi^2} \cdot d_2^2$$

$$d_2 = \psi b \sqrt{\frac{38}{243} \cdot \gamma h}$$

$$d_2 = \sim \frac{\psi b}{2{,}5} \sqrt{\gamma h} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 10)$$

$$J_2 = \frac{2}{7{,}5} \psi b^2 \sqrt{\gamma h} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 11)$$

Mit Rücksicht darauf, daß man die Platte bei B schwächer halten wird als bei C, kann man setzen

$$J_2 = \sim \frac{1}{4} \psi b^2 \sqrt{\gamma h} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 11a)$$

Die größte Stärke der Vertikalwand folgt aus

$$\gamma \cdot a \frac{h^3}{3} = \frac{1}{\psi^2} \cdot d_3^2,$$

wenn die Vertikalwand als Konsolträger konstruiert wird. Hieraus

$$d_3 = \psi h \sqrt{\frac{\gamma \cdot a h}{3}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 12)$$

Nimmt man die obere Stärke der Mauer zu $\frac{d_3}{2}$ an, so ergibt sich

$$J_3 = 0{,}75 \psi h^2 \sqrt{\frac{\gamma \cdot a h}{3}}$$

$$= 0{,}433 \psi h^2 \sqrt{\gamma \cdot a h} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 13)$$

Das Gesamtvolumen der Mauer ergibt sich dann zu

$$V = \frac{1}{12} \psi b^2 \sqrt{h \gamma} + \frac{1}{4} \psi b^2 \sqrt{h \gamma} + 0{,}433 \psi h^2 \sqrt{\gamma a h}$$

$$= \frac{1}{3} \psi b^2 \sqrt{h \gamma} + 0{,}433 \psi h^2 \sqrt{\gamma a h}.$$

Da ferner

$$b^2 = \frac{3}{2} a h^2,$$

ist

$$V = \frac{\psi a h^2}{2} \sqrt{h \gamma} + 0{,}433 \psi h^2 \sqrt{\gamma a h}$$

$$\boldsymbol{V = \psi h^2 \sqrt{h \gamma} \left(\frac{a}{2} + \frac{\sqrt{a}}{2{,}3} \right)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 14)$$

Setzt man a wie früher $= \frac{1}{8}$ und $\psi = 0{,}0039$, $\gamma = 1600$ kg/m³, so erhält man

$$V = 0{,}034\, h^{\frac{5}{2}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 14a)$$

Bei nicht zu hohen Mauern wird man den Querschnitt der Vertikalwand trapezförmig herstellen, da der Arbeitsaufwand infolge der einfacheren Einschalung einer geraden Wandfläche sich geringer stellt.

Bei größerer Höhe der Mauer müssen für einige Zwischenpunkte die Stärken bestimmt werden.

Die Höhe, in der man mit der halben unteren Stärke auskommt, berechnet sich aus

$$\gamma \cdot a \cdot \frac{x^3}{3} = \frac{1}{\psi^2} \cdot \frac{d_3{}^2}{4}$$

$$= \frac{1}{4\,\psi^2} \cdot \psi^2 \cdot \gamma a \frac{h^3}{3}$$

$$x^3 = \frac{h^3}{4}; \qquad x = h \sqrt[3]{\frac{1}{4}}$$

$$\boldsymbol{x = \sim 0{,}63\,h.}$$

Meistens wird man mit diesem einen Zwischenwert auskommen. Andernfalls sind weitere Werte leicht zu ermitteln.

Das im vorstehenden beschriebene Stützmauerprofil ist bis jetzt in Deutschland wenig zur Ausführung gekommen, obwohl die einfache Herstellungsweise sehr zu seinen Gunsten spricht. Viel häufiger kommt die Winkelstützmauer mit vertikalen Versteifungsrippen in Anwendung, deren Verhältnisse jetzt untersucht werden sollen.

Die Anordnung der Fundamentplatte bleibt wie früher. Der Teil AC ist $\frac{1}{3}$ der ganzen Breite, der Teil $BC = \frac{2}{3}\,b$. AC wird wie früher als ausgekragter Träger berechnet. Seine Stärke bei C ergibt sich zu

$$d_1 = \frac{1}{4}\,\psi\,b\,\sqrt{h \cdot \gamma}$$

und der Kubikinhalt zu

$$J_1 = \frac{1}{12}\,\psi \cdot b^2\,\sqrt{h\,\gamma}.$$

Dagegen wird der Teil CB der Fundamentplatte als Balken berechnet, der zwischen den Rippen eingespannt ist. Das Moment in der Mitte beträgt bei vollständiger Einspannung und gleichmäßig verteilter Belastung

$$M_{\max} = \frac{p\,l^2}{24}$$

und an der Einspannstelle

$$M_{\max} = \frac{p\,l^2}{12}.$$

Da nun praktisch eine vollständige Einspannung nicht zu erreichen ist, so soll mit einem mittleren Moment von $\frac{p\,l^2}{16}$ gerechnet werden.

Die größte Belastung des Teiles BC der Platte ergibt sich nach früherem zu γh. Bei einer Rippenentfernung von x ergibt sich das Maximalmoment zu

$$\gamma h \cdot \frac{x^2}{16} = \frac{1}{\psi^2} \cdot d_2{}^2;$$

$$d_2 = \frac{\psi \cdot x}{4}\sqrt{\gamma h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 15)$$

$$J_2 = \frac{b\,\psi \cdot x}{6}\sqrt{\gamma h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 16)$$

Der größte spezifische Erddruck ergibt sich aus

$$E = \gamma \cdot a h^2 \quad \text{zu}$$

$$\frac{dE}{dh} = 2\gamma \cdot a h,$$

demnach

$$M_{3\,\max} = 2\gamma a h \cdot \frac{x^2}{16} = d_3{}^2 \cdot \frac{1}{\psi^2}$$

$$d_3 = \psi \cdot x \sqrt{\frac{\gamma a h}{8}} = \sim \frac{1}{2{,}86}\, \psi x \sqrt{\gamma a h}.$$

Mit Rücksicht darauf, daß die Wand nach oben schwächer wird, kann man als mittlere Stärke annehmen

$$d_m = \frac{\psi x}{3} \sqrt{\gamma a h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 17)$$

$$J_3 = \frac{\psi \cdot x h}{3} \sqrt{\gamma a h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 18)$$

Bedeutet d_4 die Rippenstärke, so ergibt sich

$$J_4 = \frac{2}{3} \cdot b \cdot \frac{h}{2} \cdot d_4 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 19)$$

d_4 kann nach bisherigen Ausführungen zu $\frac{1}{12}$ der Höhe h gesetzt werden. Hiermit ergibt sich

$$J_4 = \frac{b \cdot h^2}{36} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 20)$$

Der Gesamtinhalt der Stützmauer ergibt sich dann für 1 lfd. m zu

$$V = \frac{1}{12} \psi b^2 \sqrt{h\gamma} + \frac{b \cdot \psi x}{6} \sqrt{h \cdot \gamma} + \frac{\psi \cdot x h}{3} \sqrt{a \cdot h\gamma} + \frac{b h^2}{36 x} \quad \ldots \quad 21)$$

Die günstigste Rippenentfernung ergibt sich dann aus

$$\frac{dV}{dx} = 0 = \frac{b\psi}{6} \sqrt{h\gamma} + \frac{\psi \cdot h}{3} \sqrt{a h \gamma} - \frac{b h^2}{36 x^2};$$

für $b = h\sqrt{1{,}5\, a}$ folgt

$$\frac{h\psi}{2} \sqrt{1{,}5\, a h \gamma} + \psi h \sqrt{a h \gamma} = \frac{\sqrt{1{,}5\, a}\, h^3}{12\, x^2}.$$

Hieraus ergibt sich

$$x^2 = \sim \frac{1}{16} \frac{h^{\frac{3}{2}}}{\psi \sqrt{\gamma}}$$

$$x = \frac{1}{4} \cdot \frac{h^{\frac{3}{4}}}{\psi^{\frac{1}{2}} \cdot \gamma^{\frac{1}{4}}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 22)$$

für

$$\psi = 0{,}0039 \quad \text{und}$$
$$\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$$

ergibt sich

$$x = 0{,}633\, h^{\frac{3}{4}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 22a)$$

Setzt man den Wert von x in die Gleichung 21) ein, so erhält man

$$V = \frac{1}{12} \psi \cdot b^2 \sqrt{h \cdot \gamma} + \frac{b \cdot \psi}{4 \cdot 6} \sqrt{h\gamma} \cdot \frac{h^{\frac{3}{4}}}{\psi^{\frac{1}{2}} \cdot \gamma^{\frac{1}{4}}} + \frac{\psi \cdot h}{3 \cdot 4} \sqrt{a h \gamma} \cdot \frac{h^{\frac{3}{4}}}{\psi^{\frac{1}{2}} \cdot \gamma^{\frac{1}{4}}} + \frac{4 b h^2 \cdot \psi^{\frac{1}{2}} \cdot \gamma^{\frac{1}{4}}}{36 \cdot h^{\frac{3}{4}}}.$$

Durch Einsetzen des Wertes b ergibt sich dann nach einigen Vereinfachungen und Zusammenziehungen das Endresultat

$$V = h^2 \sqrt{\psi \cdot a} \cdot \sqrt[4]{h \gamma} \left(\frac{1}{8} \sqrt{\psi \cdot a} \cdot \sqrt[4]{h \gamma} + \frac{1}{5} \right)$$

$$V = h^2 \left(\frac{\psi \cdot a}{8} \sqrt{h \gamma} + \frac{1}{5} \sqrt{\psi \cdot a} \cdot \sqrt[4]{h \gamma} \right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 23)$$

Setzt man hierin wieder

$$\psi = 0{,}0039; \quad a = \frac{1}{8}; \quad \gamma = 1600 \text{ kg/m}^3,$$

so ergibt sich

$$V = 0{,}0024\, h^{\frac{5}{2}} + 0{,}0279\, h^{\frac{9}{4}} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 23\text{a})$$

Stellt man die Gleichungen 14a) und 23a) graphisch dar, so erhält man nebenstehendes Diagramm (Abb. 51). Man ersieht hieraus, daß bis zu 3 m Höhe beide Profile sich hinsichtlich des Materialverbrauchs wenig unterscheiden. Bedenkt man ferner, daß sich hinsichtlich des Arbeitsaufwands das rippenlose Profil wesentlich günstiger stellt, so kann man den Schluß ziehen, daß bis zu einer Höhe von 4 m das rippenlose Profil günstiger ist. Über 4 m steigt aber der Materialverbrauch derart, daß das Profil mit Versteifungsrippen vorzuziehen ist.

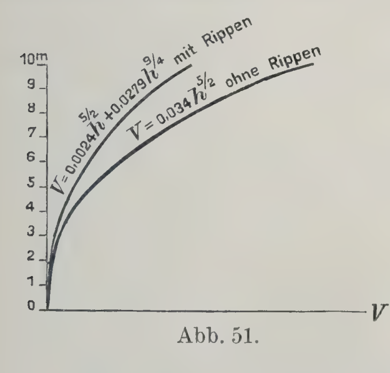


Abb. 51.

Zu ganz ähnlichen Folgerungen kommt Herr Ingenieur Petterson, worüber näheres zu finden ist in The Engineering Record 1908, S. 777.

Ein weiterer Umstand, der beim Entwurfe einer Winkelstützmauer berücksichtigt werden muß, ist die **Sicherheit gegen das Gleiten**, und sei hierüber dem Aufsatz des Dr.-Ing. Albert Klein[1]) folgendes entnommen.

Diese Gefahr des Gleitens ist insbesondere dort zu erwarten, wo gleichzeitig ein starker wagerechter Erddruck mit einer z. B. infolge Durchfeuchtung des Untergrundes auftretenden geringen Reibung im Untergrunde vorhanden ist. Bei massiven Stützmauern hilft man sich gegen das Gleiten dadurch, daß man die Fundamentfuge schief anordnet oder bei sehr nachgiebigem Untergrunde eine Gründung mittels schiefgerammter Pfähle vorsieht. Bei Eisenbetonstützmauern hat man als weiteres Hilfsmittel gegen Gleiten die Anordnung von senkrechten Mauerteilen, sogenannten **Schürzen**, die nasenartig in den gewachsenen Boden unter der Fundamentfuge eingreifen und dadurch dem Gleiten entgegenwirken sollen. Die sicherste Vorkehrung gegen Gleiten dürfte jedoch immer darin bestehen, den Neigungswinkel zwischen der Resultierenden, die in der Fundamentfuge wirkt, und der Fundamentebene so zu ermäßigen, daß er kleiner als der zulässige Reibungswinkel wird. Dies kann erreicht werden durch Neigung der Fundamentebene oder, wo dies nicht tunlich ist, durch Verbreiterung des Fundaments. Diese Verbreiterung der Fundamentfläche läßt sich bei Eisenbetonstützmauern meist mit geringen Kosten bewirken, da ja die Fundamentplatte verhältnismäßig schwach ist. In den meisten Fällen wird die Reibung und die zulässige Bodenpressung durch Größtwerte vorgeschrieben, und man muß sich die Fundamentbreite ermitteln. Bezeichnet man das in der Abb. 52 über der Fundamentplatte lastende Gewicht der Erdfüllung

[1]) Beton u. Eisen 1909, Heft XVI, S. 384.

mit P, den Neigungswinkel der Resultierenden R mit der Senkrechten φ, so ist die Reibung $\operatorname{tg}\varphi = \frac{E}{P}$. Diese Reibung darf nun das vorgeschriebene Maß nicht überschreiten; also $\frac{E}{P} \leqq c$. Da weiter $E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2} = \gamma \cdot a \cdot h^2$; wenn $a = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2}$, ist

$$P = \gamma \cdot l \cdot h,$$

so muß

$$l = \frac{a \cdot h}{c} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 1)$$

Für ein gegebenes a und c wächst demnach l im gleichen Verhältnis wie h. Um die notwendige Gesamtbreite des Fundaments zu ermitteln, sei vorausgesetzt, daß an der Innenkante der Fundamentplatte keine Zugspannungen auftreten sollen. Wird mit e die Entfernung des Angriffspunktes der Resultierenden in der Fundamentebene von der Mitte von BC (Abb. 52) bezeichnet, so ist

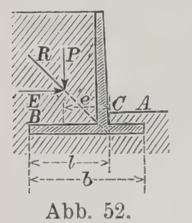


Abb. 52.

$$e = \frac{E \cdot \frac{h}{3}}{P} = \frac{a h^2}{3 l} = \frac{h c}{3}$$

und die Breite

$$b = \frac{3}{2}\left(\frac{l}{2} + e\right) = \frac{h}{4c}(3a + 2c^2) = \frac{3}{2}\left(\frac{a h}{2c} + \frac{hc}{3}\right) \quad . \quad 2)$$

Der größte Bodendruck ist dann zu bestimmen aus

$$\max \sigma = \frac{2P}{b} = \frac{8 \cdot \gamma \cdot a \cdot h}{3a + 2c^2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 3)$$

Ist nun für die Werte von b und l, wie sie sich aus den Gleichungen 1 und 2 ergeben haben, der Wert von $e < \frac{l}{6}$, d. h. fällt der Angriffspunkt der Resultierenden innerhalb des mittleren Drittels von BC, so kann man annehmen $b = l$. Aus Gleichung 3 kann man auch für einen zulässigen Größtwert des Bodendrucks die größte Höhe einer Stützmauer finden mit $\max h = \frac{\max \sigma \cdot (3a + 2c^2)}{8 \cdot \gamma \cdot a}$.

Fällt der Wert des Bodendrucks nach Gleichung 3 innerhalb der gegebenen Grenzen, d. h. ist $h < \max h$, so ist die Größe der Fundamentplatte festgelegt. Ist dies jedoch nicht der Fall, so ist die Platte nach vorn zu verlängern. Ist σ' der zulässige Bodendruck und setzt man $d = \frac{l}{2} + e$, so ist

$$\sigma' = \frac{P}{b} + \frac{P\left(d - \frac{b}{2}\right) \cdot 6}{b^2}$$

und

$$b = \frac{-P + \sqrt{P^2 + 6 \cdot \sigma' \cdot P \cdot d}}{\sigma'}.$$

Weitere diesbezügliche Einzelheiten sind zu finden in Beton u. Eisen 1909, Heft XVI, S. 384 bis 387.

Die Winkelstützmauern eignen sich vornehmlich im Rutschterrain und bei solchen Stützmauern, die erst später ihre Hinterfüllung bekommen. Sie erfüllen ihre Aufgabe auch dann noch sicher, wenn sie überhängen; plötzliche Einstürze sind fast ausgeschlossen. Die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonstützmauern gegenüber vollen Bruchstein- oder Stampfbetonmauern zeigt sich erst namentlich bei größeren Höhen.

Einige theoretische Abhandlungen über Eisenbetonstützmauern sind:

v. Limbeck, Stützwände, Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, Wien 1904. — Webb, Eisenbetonstützmauern, Railroad Gazette, New-York 1905. Chaudy, Stützmauern, Revue industrielle, Paris 1905. — Chaudy, Verstärkte Stütz- und Kaimauern, Uhlands technische Rundschau, Leipzig 1905. — J. F. Sinks, Eisenbetonstützmauern. — C. J. Graff, Eisenbetonstützmauern. — Godefroy, Eisenbetonstützmauern. — Massart, Eisenbetonstützmauern, die letzten vier alle in Eng. News, New-York 1906. — Pilgrim, Theoretische Berechnung der Betoneisenkonstruktion, Wiesbaden 1906. — Dr.-Ing. Weiske, Standfestigkeit der Winkelstützmauern, Zement und Beton 1908. — Baumstark, Die Konstruktion von Eisenbetonstützmauern, Beton u. Eisen 1908. — Petterson, Entwürfe von Eisenbetonstützmauern, Eng. Record 1908. — Dr.-Ing. Klein, Form der Winkelstützmauern mit Rücksicht auf Bodendruck und Reibung in der Fundamentfuge u. v. a.

Beispiele ausgeführter Winkelstützmauern.

Von[1]) den Ingenieuren J. Lehmann und Christen Möller ist der in Abb. 53 dargestellte reine Winkelquerschnitt bis zu 3,5 m Gesamthöhe (von der Bausohle bis Maueroberkante gemessen) vielfach in Dänemark für Stützmauern von Eisenbahndämmen und Bahnsteigen verwendet worden. Die durch das Biegungsmoment des Erddrucks in der Mauer erzeugten Zugspannungen werden von senkrechten 20 cm voneinander entfernten Rundeisen aufgenommen, die von der Innenseite des senkrechten Winkelschenkels um 3 cm abstehen. Jedes zweite Rundeisen geht am Vereinigungspunkt C beider Mauerschenkel aus dem einen Schenkel in den anderen mit Hilfe einer Schleife über, während das dazwischenliegende Rundeisen der Ausrundung folgt. Die Verteilungseisen liegen wieder wagerecht in der Längsrichtung der Mauer.

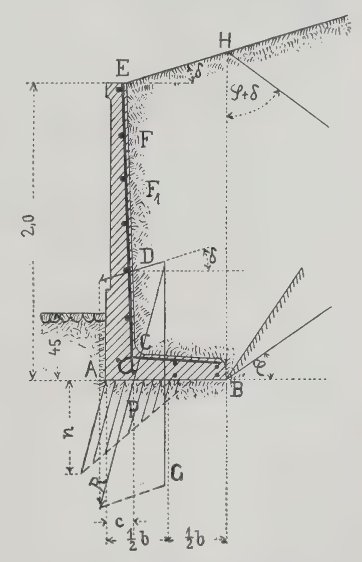


Abb. 53. Querschnitt einer Winkelstützmauer in Dänemark.

Der an der Vorderkante A des Fundaments gegen die Bausohle wirkende Einheitsdruck kann durch Verbreiterung der wagerechten Mauerschenkel nach hinten oder vorn viel leichter ohne wesentliche Mehrkosten bis auf jeden geboten erscheinenden kleinen Wert herabgezogen werden als bei einer gewöhnlichen Stützmauer. Bei weniger tragfähigem Grund ist das von großer Wichtigkeit. Ein weiterer Vorteil dieses leichten Mauerprofils besteht darin, daß man dasselbe fabrikmäßig in kurzen Längen herstellen und auf dem Bauplatze stückweise zu der vorgeschriebenen Mauerlänge zusammensetzen kann (Abb. 54). Die Baukosten der von den oben genannten Ingenieuren ausgeführten winkelförmigen Eisenbetonmauern stellten sich rund 30 vH. niedriger als diejenigen der gewöhnlichen Betonmauern.

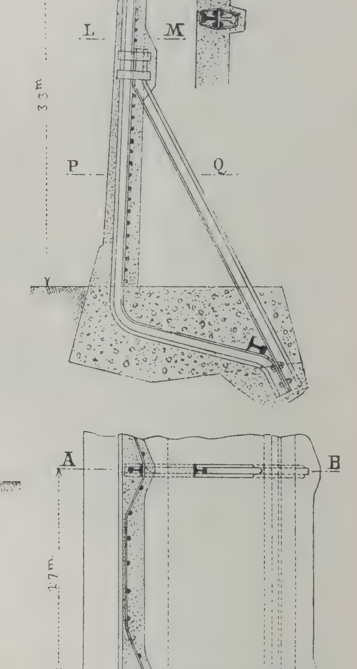
Bei winkelförmigen Mauern von 3,5 m Höhe über dem Fundament haben Lehmann u. Möller die beiden Schenkel durch eingelegte eiserne Böcke in Abständen von je 1,7 m miteinander verankert (Abb. 55a u. b). Die Böcke bestehen aus alten Eisenbahnschienen und sind mit dem unteren Ende und dem Ständer in den Beton eingebettet. Zu ihrer Verankerung mit dem Fundament dienen Schienen gleicher Art,

[1]) Handbuch der Ingenieurwissenschaften 1905, Häseler, Stütz- und Futtermauern; Beton u. Eisen 1902, Heft V.

welche durch die Zwickel bei C gesteckt und miteinander verlascht sind. Die Vorderwand der Mauer bildet eine durchlaufende Monierplatte, deren Trageisen in Abständen von 9 cm diesmal wagerecht laufen. An Verteilungseisen sind zwischen je zwei Böcken 7 stehende, mit den Trageisen an den Kreuzungsstellen durch Bindedraht verbundene Rundeisen vorhanden. Diese Platte hat daher bei ihrer Auflagerung ein negatives Biegungsmoment von $M_1 = \frac{1}{12} \cdot D l^2$, in der Mitte zwischen den Böcken ein positives Biegungsmoment von $M_2 = \frac{1}{24} \cdot D l^2$ aufzunehmen. Maßgebend für die Bewehrung ist daher das Auflagermoment. Die Stabkräfte in den Strebeböcken ermittelt man am einfachsten auf zeichnerischem Wege.



Abb. 54. Lichtbild fertiggestellter Teilstücke von Winkelstützmauern.



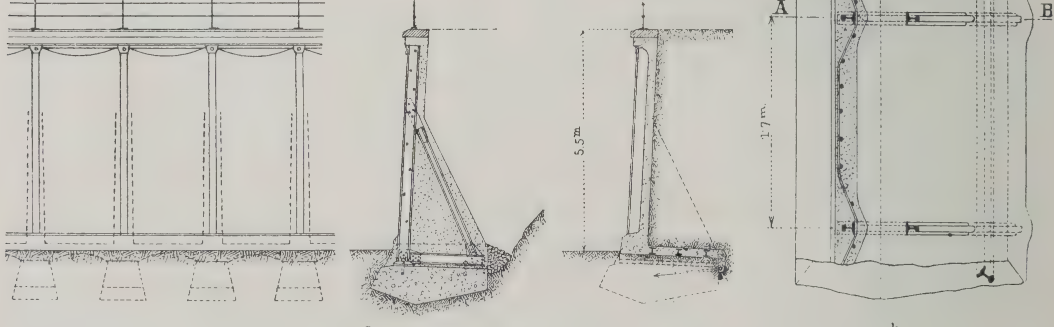


Abb. 55. Schienenbewehrte Winkelstützmauer.

Winkelstützmauer am Tempelhofer Felde zur Abgrenzung der Oderstraße. Diese Mauer besteht aus einem Winkelprofile, dessen Sohlenstärke 60 cm beträgt, während die vordere Wand an der Sohle eine Stärke von 60, am Kopf eine solche von 40 cm besitzt, derart, daß die gegen das Erdreich befindliche Fläche dieser Wand senkrecht, die Außenfläche einen Anzug besitzt. Die Mauer wurde durch Pfeiler gegliedert, welche in Entfernungen von 4 m angeordnet sind; bei jedem vierten

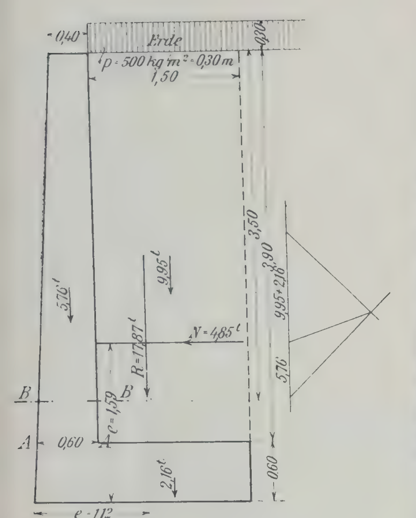


Abb. 56.

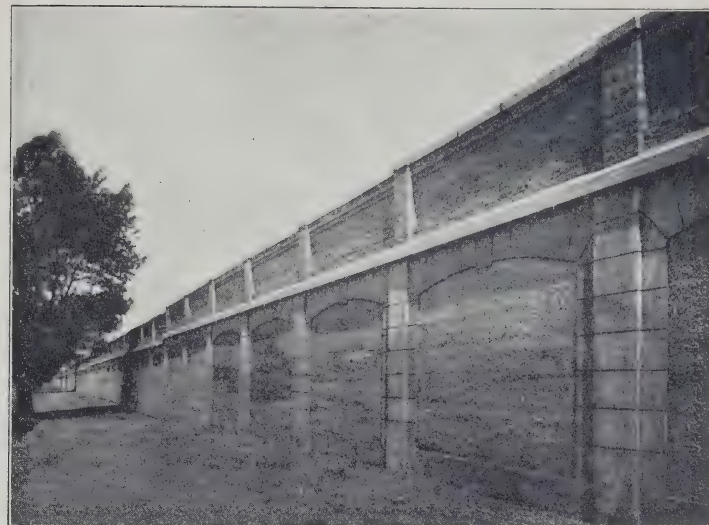


Abb. 57. Lichtbild der Stützmauer am Tempelhofer Felde.

Pfeiler ist, um Rißbildungen infolge von Temperatureinflüssen zu begegnen, eine Ausdehnungsfuge angeordnet, und zwar derart, daß ein rechteckiger Vorsprung des einen Teils der Mauer sich frei in einem nutenförmigen Schlitz des anderen Teils bewegen kann. Um einem etwaigem Durchnässen des Bodens durch einsickerndes Wasser vorzubeugen, welches ja die Untergrundverhältnisse und demzufolge die Sicherheit der Mauer beeinträchtigen könnte, wurde eine Entwässerung angebracht. Diese besteht aus einem 15 cm starken Lehmschlag von 2 m Breite. Das sich daselbst ansammelnde Wasser wird durch Sickerschlitze nach außen abgeleitet, die in jedem Felde angebracht sind. Die größte freie Höhe der Stützmauer von Unterpflaster bis Oberpflaster beträgt rund 3,5 m; da die Fundamentsohle jedoch 1 m unterhalb der natürlichen Bodenhöhe angeordnet wurde, mußte bei der Untersuchung der statischen Verhältnisse eine Höhe von 4,5 m in Rechnung gezogen werden, und wurde somit der passive Erddruck von 1 m Höhe nicht berücksichtigt, ein Umstand, der die gerechnete Standsicherheit noch erhöht.

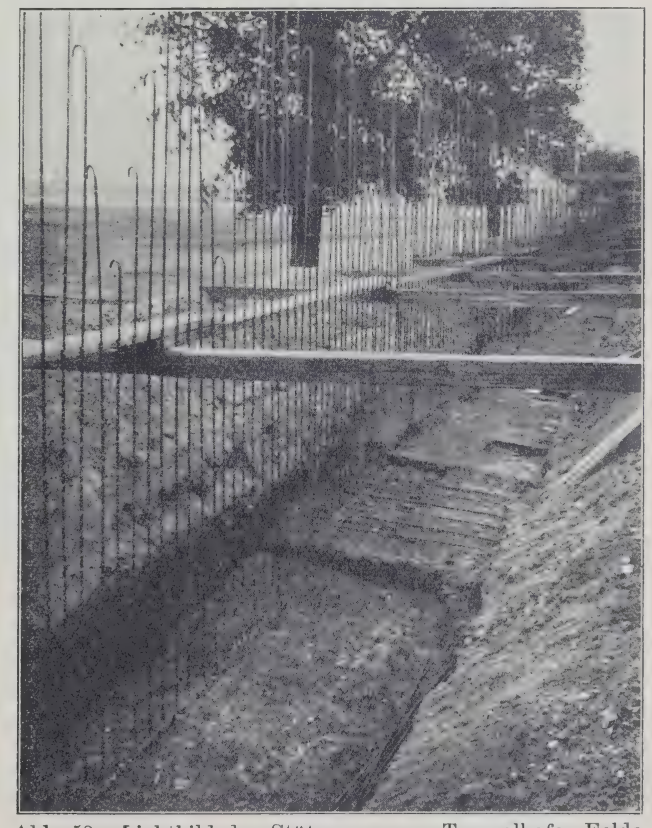


Abb. 58. Lichtbild der Stützmauer am Tempelhofer Felde während der Ausführung.

Als Mischungsverhältnis dieser 532 m langen Winkelstützmauer waren vorgeschrieben 1 Teil Zement, 3 Teile Kiessand und 3 Teile grober Kies und wurde eine kleinste Würfelfestigkeit des Betons von 180 kg/cm² verlangt.

Was die Berechnung der statischen Verhältnisse dieser Mauer anbelangt, so war die größte zulässige Bodenpressung im Fundament mit 2,5 kg/cm² begrenzt. Als Böschungswinkel des Erdreichs wurde $\varphi = 37°$, als spezifisches Gewicht des Füllungsmaterials 1700 kg/m³ angenommen, als Verkehrsbelastung auf der Oderstraße 500 kg/m² = 0,3 m Erdgewicht. Es ist mithin der unter diesen Annahmen auf die Vorderwand ausgeübte Druck für 1 lfd. m Mauer nach Formel S. 348.

$$N = \frac{1}{2}(h^2 + 2h \cdot h_1) \cdot g \cdot \operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2} = \frac{1}{2}(\overline{4{,}5}^2 + 2 \cdot 4{,}5 \cdot 0{,}3) \cdot 1700 \cdot \overline{0{,}4986}^2 = 4850 \text{ kg.}$$



Abb. 59. Lichtbild der Stützmauer am Tempelhofer Felde während der Ausführung.

Der Angriffspunkt dieser Kraft liegt in einer Höhe von

$$e = \frac{h}{3}\,\frac{3\,h_1 + h}{2\,h_1 + h} \text{ über der Sohle } e = \frac{4{,}5}{3}\;\frac{3 \cdot 0{,}3 + 4{,}5}{2 \cdot 0{,}3 + 4{,}5} = 1{,}59 \text{ m.}$$

Das Gewicht der Vorderwand ohne Sohle	$4{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 2400 = 5\,760$ kg
„ „ „ Sohle	$0{,}6 \cdot 1{,}5 \cdot 2900 = 2\,160$ „
„ „ „ oberhalb befindlichen Erde	$3{,}9 \cdot 1{,}5 \cdot 1700 = 9\,950$ „
Gesamtes Gewicht	17 870 kg.

Die Kippmomente um die Vorderkante der Sohle betragen daher

$$M_e = 4850 \cdot 159 = 770\,000 \text{ kgcm}$$

und

$$M_g = 17\,870 \cdot 112 = 2\,000\,000 \text{ kgcm}$$

und die Standsicherheit

$$s = \frac{M_g}{M_e} = \frac{2\,000\,000}{770\,000} = 2{,}6.$$

Die Bodenpressungen betragen

$$\sigma = \frac{17\,870}{100 \cdot 210} \pm \frac{770000 - 17\,870(112-105)}{\frac{1}{6} \cdot 100 \cdot 210^2} = 0{,}85 \text{ kg/cm}^2 \pm 0{,}88 \text{ kg/cm}^2 = \begin{cases} +1{,}73 \text{ kg/cm}^2. \\ 0 \end{cases}$$

Am ungünstigsten ist die Vorderwand in der Fuge AA (Abb. 56) beansprucht und beträgt hierfür das äußere Moment $M_A = 4850 \cdot 99 = 480\,000$ kgcm. Der Querschnitt wurde hier mit 7 R.-E. 14 mm für 1 lfd. m $= 10{,}7$ cm² bewehrt, welche in einem Abstande von $a = 5$ cm von der Innenfläche der Vorderwand liegen; daher liegt die Nullinie in einem Abstande

$$x = \frac{15 \cdot 10{,}7}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 55}{15 \cdot 10{,}7}}\right) = 11{,}8 \text{ cm}$$

vom gedrückten Rande, und die Betondruckspannung

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 480\,000}{100 \cdot 11{,}8 \cdot 51{,}1} = 16{,}9 \text{ kg/cm}^2,$$

die Eisenzugspannung $\sigma_e = \frac{480\,000}{10{,}7 \cdot 51{,}1} = 878$ kg/cm².

Diese von der Betonbauunternehmung Reincke u. Cie. in Berlin ausgeführte Stützmauer wurde nach außen auch architektonisch hübsch ausgebildet, wie dies die Abb. 57 zeigt, während die Abb. 58 u. 59 schöne Lichtbilder verschiedener Baustadien bilden.

Winkelstützmauern in Stettin.[1]) Es handelte sich hier um eine Stützmauer zur Abgrenzung von zwei gegeneinander steigenden Straßen. An einem rd. 20 m langen Teile der Baustelle für diese Stützmauer im alten Festungsgelände liegt der gewachsene Boden etwa 8 m tief unter Bodenoberfläche; der bis zu dieser Tiefe vorhandene Boden ist so beschaffen, daß eine Pressung über 1 kg/cm² nicht ratsam erschien. Um die tiefe Gründung der Stützmauer zu vermeiden, wurde dieser Teil als Winkelstützmauer aus Eisenbeton ausgebildet, welche unbedenklich auf dem minderwertigen Baugrund gegründet werden konnte und neben dem Vorteil der raschen Ausführung noch den Vorzug der Billigkeit hatte. Die

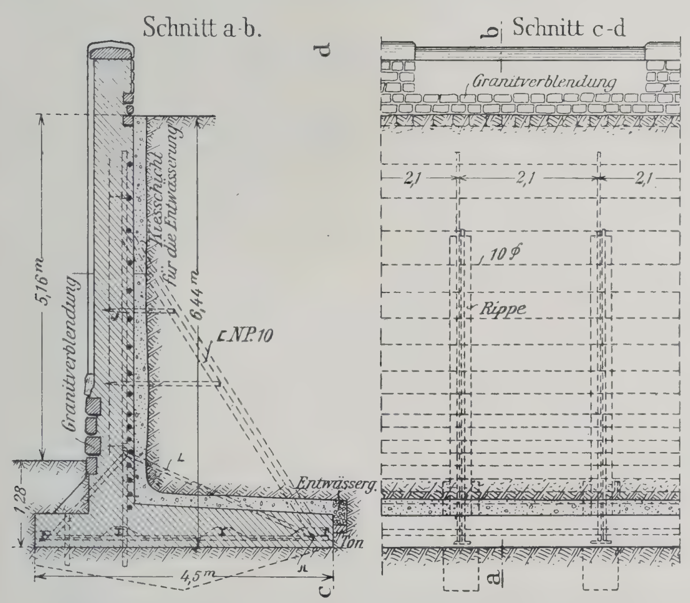


Abb. 60. Querschnitt der Winkelstützmauern in Stettin.

Mauer hat eine Höhe von 6,44 m; wegen der geringen zulässigen Bodenpressung ergab sich für den wagerechten Schenkel der Mauer eine Gesamtbreite von 4,5 m. Die Anordnung und Ausbildung der Eiseneinlagen zeigt die Abb. 60.

[1]) Deutschen Bauztg., Zementbeilage 1907, S. 53.

Die Abb. 61 zeigt insbesondere die aus Profileisen zusammengenieteten Gerüste, welche in 2,1 m Entfernung angeordnet sind, nach einer Aufnahme während der Ausführung. Diese Eisengerüste sind vollkommen mit Beton umhüllt; an der Hinterseite der Mauer sind diese Betonumhüllungen der Gerüste als Versteifungsrippen ausgebildet worden. Der wagerechte Schenkel ist mit Rücksicht auf den minderwertigen Baugrund kräftiger bewehrt worden, als dies sonst nötig gewesen wäre. Für diese Mauer ist Beton mit einem Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement, 3 Teilen Kiessand und 5 Teilen Kiessteinen verwendet worden. Die nach der Hinterfüllung sichtbaren Außenflächen der Mauer sind, soweit nicht Granitverblendung vorgesehen war, geputzt. Mit Rücksicht auf diese Granitverblendung ist der lotrechte Schenkel 50 cm stark gemacht worden. Zwischen diesem als Winkelstützmauer ausgebildeten Teile und den daran anschließenden, auf gutem Baugrund gegründeten Teilen der Stützmauer sind durchgehende Fugen angeordnet, um nach Möglichkeit Rißbildungen infolge größerer Temperaturunterschiede oder ungleichen

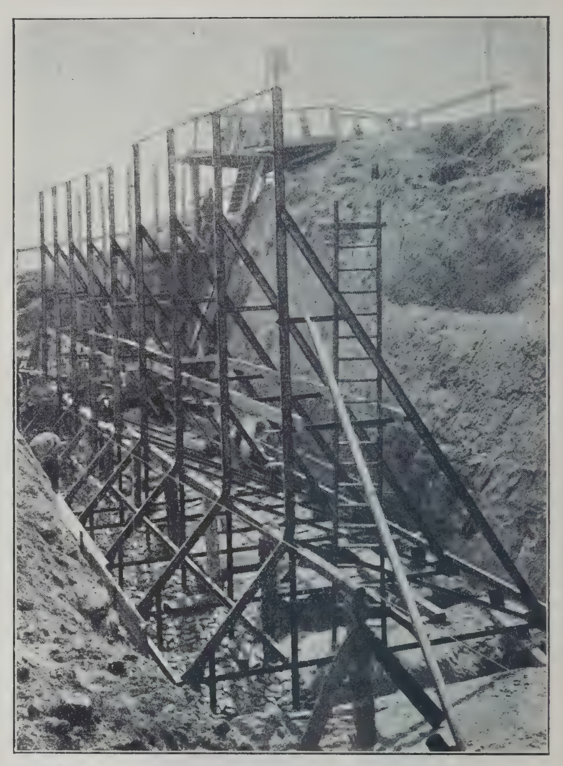


Abb. 61. Lichtbild der Winkelstützmauer in Stettin während der Ausführung.

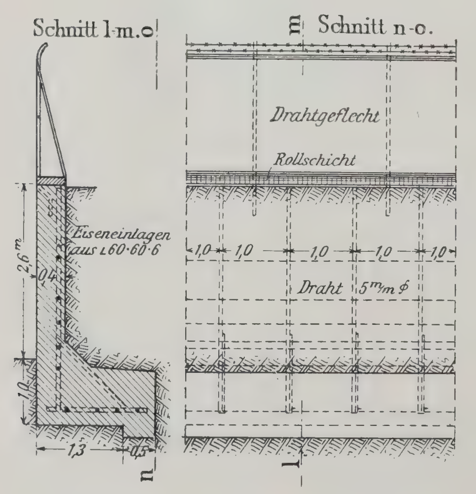


Abb. 62. Querschnitt einer Winkelstützmauer in Stettin.

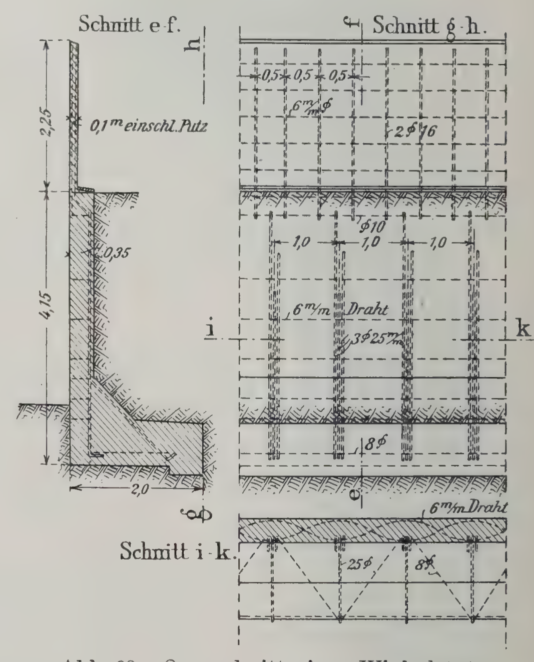


Abb. 63. Querschnitt einer Winkelstützmauer in Stettin.

Setzens der verschieden gegründeten Teile der Stützmauer zu vermeiden. Die im Jahre 1903 hergestellte Stützmauer steht bis heute sehr gut. Die Abb. 62 zeigt eine andere, ebenfalls im Jahre 1906 in Stettin errichtete Winkelstützmauer als Grenzmauer von 3,6 m Höhe. Der lotrechte Schenkel ist 40 cm stark. Die Eisenbewehrung besteht aus Winkeleisen von 60 × 60 × 6 cm, welche in Entfernungen von 1 m sich befinden. Für den wagerechten Schenkel ist Beton mit einem Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement und 9 Teilen Unterkies und für den lotrechten Schenkel Beton aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 6 Teilen Granitschotter verwendet worden. Die Abb. 63 zeigt eine ähnliche 4,15 m-Winkelstützmauer, ebenfalls in Stettin, welche mit Rundeisen bewehrt ist. Diese sämtlichen Stützmauern wurden von Herrn Stadtbauingenieur Weidmann in Stettin entworfen und ausgeführt.

Futtermauer zu Marion County (Indiana), V. St. A.[1]) Dieselbe ruht nach Abb. 64 auf einer 2,44 m breiten und 0,45 m hohen Grundplatte, die in der Zugzone einen Rost von quer übereinandergelegten 12,5 mm starken Stäben *a* birgt, deren gegenseitiger Abstand, von Mitte zu Mitte gemessen, 30 cm beträgt. Gleiche Abstände und Stärke haben die kurzen, in der Druckzone der Platte gelegenen Stäbe *b*, sowie die zwischen der Grundplatte und der Futtermauer liegenden Stäbe *c*, welche die Verbindung dieser beiden Bauteile bewirken. Die Vorderseite der Wand steigt bis zu einer Höhe von 53 cm über der Grundplatte schräg auf und verläuft von da ab bis zur schwach vortretenden Krone senkrecht, wobei 60 cm voneinander entfernte 12,5 mm starke senkrechte Stäbe *d* und 25 cm voneinander abstehende, ebenso starke wagerechte Stäbe *f* die Eiseneinlage bilden. Die ersteren reichen bis ungefähr in die Mitte der Höhe der Grundplatte. Die hintere Wandfläche steigt zunächst der Richtung der Stäbe *c* folgend bis zu einer Höhe von 1,38 m über der Grundplatte in einem Winkel von ungefähr 75° an, der von da ab in ungefähr 85° übergeht, so daß die Mauerkrone einschließlich der Ausladung 40 cm stark ist. Die schrägen Stäbe *e* liegen hier dichter beisammen als in der Vorderwand, und ihr Abstand voneinander beträgt 30,5 cm. Die Stärke ist dieselbe wie die der Stäbe *d* und *f*.

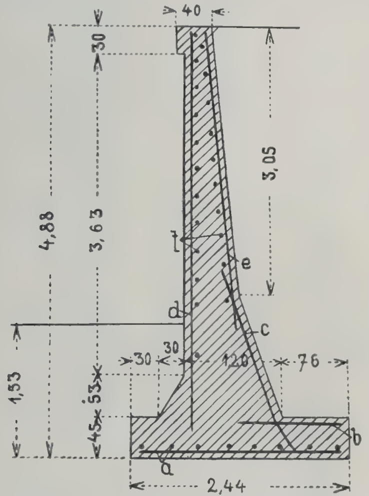


Abb. 64. Querschnitt der Mauer zu Marion County.

Die Gesamthöhe des Bauwerks beträgt 4,88 m, wovon 3,35 m aus dem Erdreich hervorragen. Die Breite der Futtermauer beträgt am Fuße 1,50 m, an der Krone 0,30 m. Der Putz der Sichtfläche ahmt Hausteinmauerwerk in sehr geschickter Weise nach; es wurde dazu Zement und Granitgrus verwendet (Abb. 5).



Abb. 65. Lichtbild der Mauer zu Marion County.

[1]) Zement und Beton 1905 und Eng. News 1905.

Stützmauer am Quai Debilly (Abb. 66). Die dargestellte Mauer faßt einen 14 m breiten Weg ein, welcher von einer im Zuge der Jenabrücke errichteten kurzen Straßenbrücke aus nach beiden Seiten zum Quai Debilly unter 1 : 40 herabführt, um von hier während der Weltausstellung im Jahre 1900 den unmittelbaren Zugang zum Trocadero im Marsfelde zu ermöglichen. Das Baugelände des Weges hat nach der Brücke zu ein Gefälle von rund 1 : 40, weshalb die Ansichtsflächen der die beiden Wegerampen abschließenden Mauern ungefähr gleichschenklige Dreiecke bilden. Letztere haben als Hauptabmessungen 5,5 × 125 (rd.) bezw. 5,5 × 131 m (Abb. 66).

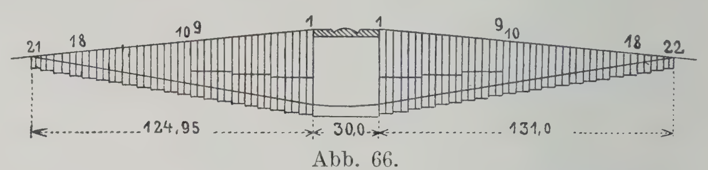


Abb. 66.
Schematische Ansicht der Stützmauer am Quai Debilly.

Die Stützmauer ist in allen ihren Teilen aus Eisenbeton hergestellt und besteht aus einer 9 bis 12 cm dicken senkrechten Wand mit Strebepfeilern an der Hinterseite in Abständen von 1,5 bis 3 m. Als Fundament dient eine ebenso dicke Platte, welche gegen die Vorderseite der Wand vortritt, um den Druck auf die Fundamentsohle herabzuziehen. Der vortretende Plattenteil wird unter dem Gelände durch oben abgeschrägte, in Richtung der Strebepfeiler angebrachte Rippen gegen die Vorderwand ausgesteift. Entsprechend der Geländeneigung ist das Fundament der linken Rampenmauer in 21, das der rechten in 22 Stufen von je 0,2 m Höhe und 6 m Länge abgetreppt. Auf die Länge einer bestimmten Anzahl dieser Stufen zeigt der Mauerquerschnitt gleiche Form, so gelten für die Querschnitte innerhalb der Stufen 1 bis 9 bezw. 10 bis 18 und 19 bis 22 die Abb. 67.

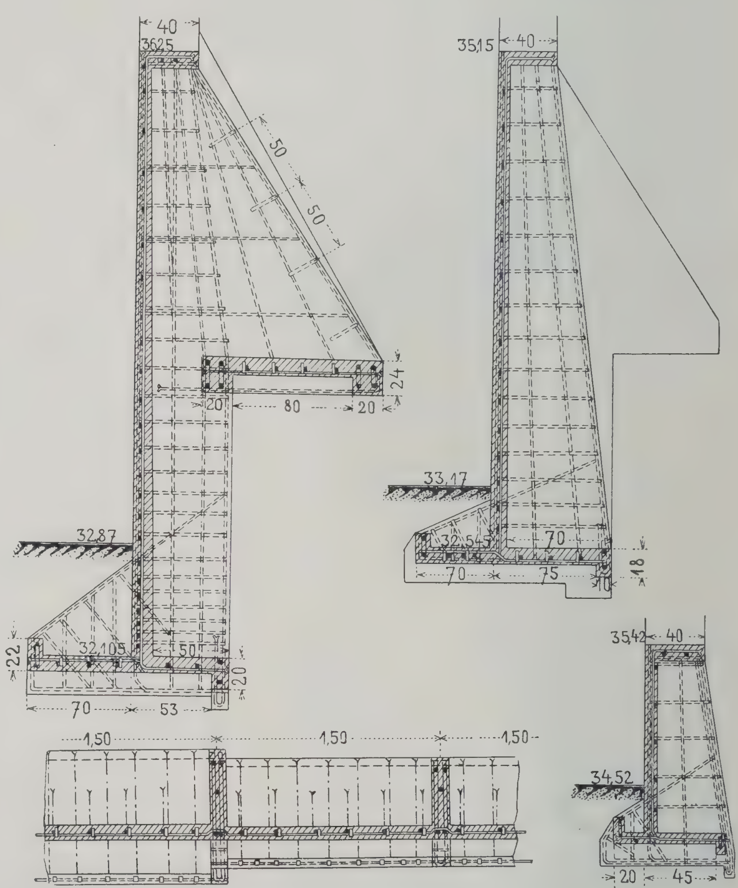


Abb. 67. Typische Querschnitte der Stützmauer am Quai Debilly.

Eine besondere Ausbildung haben die Strebepfeiler der zu den Stufen 1 bis 9 gehörigen Mauer. Dieselben sind in halber Höhe durch wagerechte 1,2 m breite Platten verbunden und verlaufen von hier nach unten gemäß einem 0,53 m breiten Rechtecke und nach oben gemäß einem Trapeze von 0,3 m oberer und 1,53 m unterer

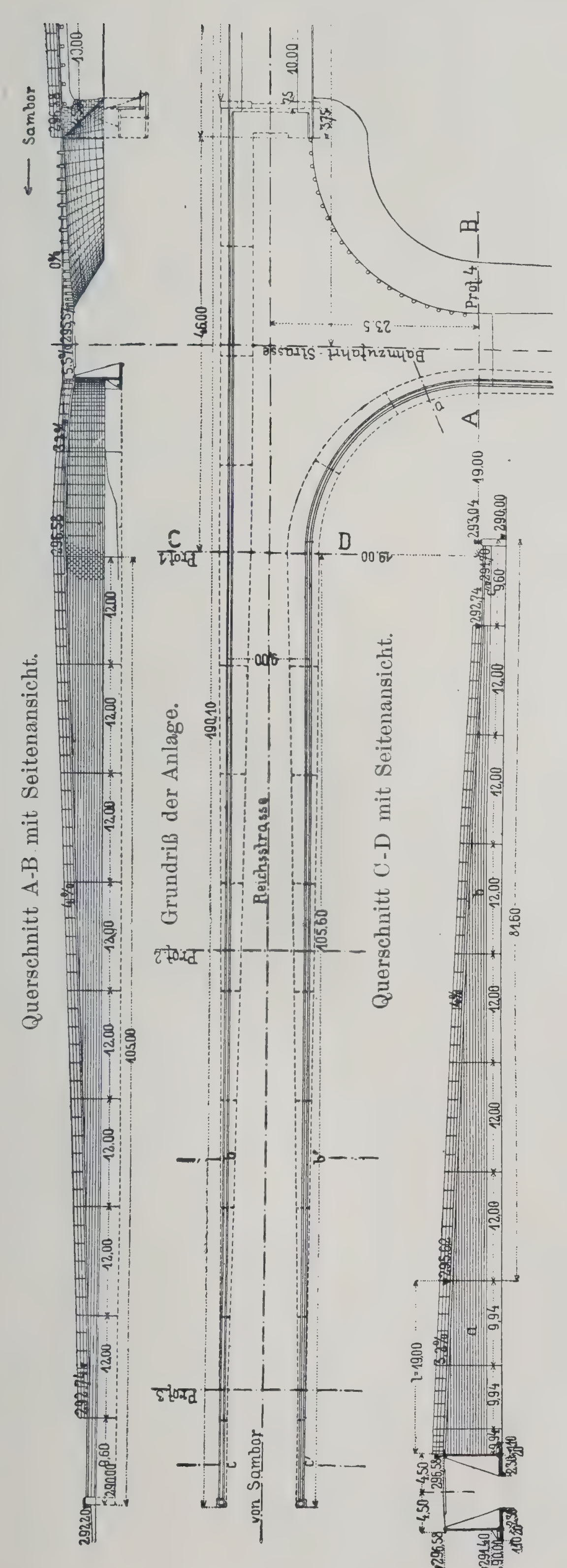


Abb. 68. Grundriß und Ansichten der Stützmauer zu Sambor.

Breite. Durch das Gewicht der auf den Platten stehenden Erdkörper wird in einfacher Weise das auf die Strebepfeiler wirkende Umsturzmoment zum größten Teile vernichtet. Was die Eiseneinlage anbelangt, so besteht diese in der Vorderwand aus einem senkrechten und in der Grundplatte aus einem wagerechten Netze sich überkreuzender Rundeisen von 8 mm Stärke. In den Strebepfeilern sind je zwei Netze dieser Eisen angeordnet, von denen die eine Stabschar wagerecht liegt, während die andere aus der Senkrechten allmählich in die Neigung der Hinterseite des Strebepfeilers übergeht. Außer den genannten Stäben sind noch Flacheisenbügel vorhanden, welche einzelne der Rundeisen in der richtigen Lage erhalten. Diese Stützmauer wurde von Hennebique ausgeführt und diese Querschnittsform ist als ein von Hennebique eingeführter Typus zu betrachten.

Stützmauer in Sambor (Galizien).[1] Die Reichsstraße Lemberg—Sambor übersetzt in der Nähe des Bahnhofs Sambor drei Gleisachsen. Infolge des großen Verkehrs wurde eine Hebung der Straße bezw. eine Überfahrt beantragt. Da auf der Samborer Seite einesteils Häuser, andernteils Parkanlagen sich befinden, mußte von einer Dammanlage abgesehen werden und wurde eine Stützmauer in Eisenbeton angeordnet. Dieselbe hat eine Länge von 105 m in der Richtung gegen Sambor und die Abzweigung gegen den Bahnhof Sambor eine Länge von 81,60 m (Abb. 68). Sie besteht aus einer

[1] Beton u. Eisen 1906.

Eisenbetonsohle, welche, wie aus Abb. 62 zu ersehen ist, vor die eigentliche Wand ragt; ferner aus der Wand und den Eisenbetonrippen, welche von 2 zu 2 m angeordnet wurden. Von 12 zu 12 m befindet sich eine Doppelrippe mit einer Fuge, welche mit Teerpappe ausgefüllt ist. Diese Fuge hat den Zweck, Risse zu verhindern, welche sich einerseits durch ein ungleichmäßiges Setzen der Mauer, anderseits durch Temperaturänderungen ergeben würden; sie gibt endlich ein Mittel an die Hand, um die Arbeit einer so langen Mauer in gewisse Abschnitte zu teilen.

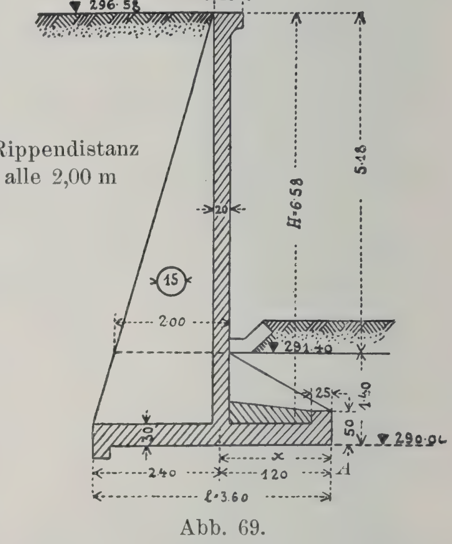


Abb. 69.
Querschnitt der Stützmauer zu Sambor.

Im folgenden sei die statische Berechnung dieser Stützmauer angegeben, wie sie auch bei allen anderen Mauern dieser Querschnittsform mehr oder weniger gleich bleiben dürfte. Der Querschnitt der Mauer ist aus der Abb. 69 ersichtlich. Als natürlicher Böschungswinkel wurde 35°, das Gewicht der Hinterfüllung mit 1800 kg/m³ angenommen. Als ungünstige Annahme wurde der Reibungswinkel zwischen Betonwand und Hinterfüllung vernachlässigt. Es ergibt sich der Erddruck für das Längenmeter Wand mit

$$E = \frac{p \cdot H^2}{2} \cdot \mathrm{tg}^2\left(\frac{90-\varphi}{2}\right) \qquad E = \frac{1800 \cdot \overline{6{,}58}^2}{2} \cdot \mathrm{tg}^2\left(\frac{90-35}{2}\right)$$

$$E = 10\,500 \text{ kg.}$$

Berechnung der Bodenpressungen.

Das Gewicht der auf der Sohle ruhenden Hinterfüllung beträgt für ein Längenmeter

$$P = 2{,}40 \cdot 6{,}58 \cdot 1 \cdot 1800 = 28\,425 \text{ kg.}$$

Das statische Moment der äußeren Kräfte in bezug auf den Punkt A ist aus folgender Gleichung zu berechnen

$$M = E \cdot \frac{H}{3} - P \cdot \frac{2}{3} l$$

$$M = 10\,500 \cdot \frac{6{,}58}{3} - 28\,425 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3{,}60 = 45\,190 \text{ kgcm}$$

$$x_1 = \frac{45\,190}{28\,425} = 1{,}59 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{28\,425}{360 \cdot 100}\left(1 + \frac{21 \cdot 6}{360}\right) = 1{,}065 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{28\,425}{360 \cdot 100}\left(1 - \frac{21 \cdot 6}{360}\right) = 0{,}513 \text{ kg/cm}^2.$$

Was die Standsicherheit der Mauer anbelangt, sei der Sicherheitskoeffizient auf Standfestigkeit gerechnet aus dem Verhältnis des Moments infolge Eigengewicht zu dem Momente infolge Kippung durch den Erddruck: alle Momente bezogen auf den vorderen Drehpunkt A

$$s = \frac{28\,425 \cdot 2{,}4}{10\,500 \cdot \frac{6{,}58}{3}} = 2{,}96.$$

Berechnung der Sohle vor der Wand.

1. Platte.

Die erforderlichen Eiseneinlagen wurden auf Abscherung berechnet, unter Vernachlässigung des Betons. Da die größte Bodenpressung 1,065 kg/cm² beträgt, so entsteht auf der Sohle eine Kraft von 10 650 kg/m²; daraus die Scherkraft für 1 lfd. m

$$100 \cdot \frac{0{,}85}{2} \cdot 10\,650 = 4530 \text{ kg}$$

und der nötige Eisenquerschnitt $f_e = \frac{4530}{600} = 7{,}55$ cm², angeordnet wurden 10 R.-E. 10 mm Stärke für 1 lfd. m = 7,85 cm².

2. Balken.

Spannweite 1,80 m, Scherkraft

$$\left(\frac{0{,}85}{2} + 0{,}25\right) \cdot 10\,650 \cdot \frac{1{,}80}{2} = 6475 \text{ kg},$$

der erforderliche Eisenquerschnitt $\frac{6475}{600} = 10{,}79$ cm²; angeordnet wurden 4 R.-E. 20 mm Stärke = 12,57 cm².

3. Rippe.

Auskragung 1,10 m, Scherkraft $2 \cdot 6475 + 1{,}10 \cdot 0{,}2 \cdot 10\,650 = 15\,360$ kg; erforderlicher Eisenquerschnitt $\frac{15\,360}{600} = 25{,}6$ cm²; angeordnet wurden 11 R.-E. 18 mm Stärke = 28 cm². Beanspruchung der Rippe auf Biegung. Biegungsmoment hervorgerufen durch den Balken $M_1 = 2 \cdot 6475 \cdot 0{,}975 = 12\,620$ kgm. Biegungsmoment hervorgerufen durch die Bodenpressung auf die Rippe selbst

$$M_2 = 1{,}10 \cdot 0{,}2 \cdot 10\,650 \cdot 0{,}55 = 1290 \text{ kgm}$$

$$M_1 + M_2 = 13\,910 \text{ kgm.}$$

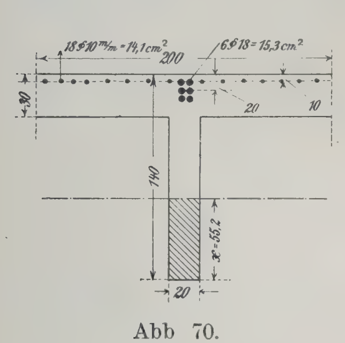


Abb 70.

Der Querschnitt der Rippe ist in Abb. 70 zu sehen. In der Platte sind 18 R.-E. 10 mm Stärke = 14,1 cm² angeordnet. Als Verhältniszahl der Elastizitätskoeffizienten des Eisens zum Beton wurde 15 angenommen. Der Abstand x der Nullinie von der äußersten Betondruckkante berechnet sich aus der Gleichung

$$20\,\frac{x^2}{2} - 15 \cdot 14{,}1\,(130 - x) - 15 \cdot 15{,}3\,(120 - x) = 0$$

$$x = 55{,}2 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment

$$J = \frac{20}{3} \cdot \overline{55{,}2}^3 + 15 \cdot 14{,}1 \cdot \overline{74{,}8}^2 + 15 \cdot 15{,}3 \cdot \overline{64{,}8}^2 = 3{,}274\,000 \text{ cm}^4.$$

Die Betondruckspannung

$$\sigma_b = \frac{1{,}391\,000}{3{,}274\,000} \cdot 55{,}2 = 23{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenzugspannung

$$\sigma_{ez} = \frac{1{,}391\,000}{3{,}274\,000} \cdot 15 \cdot 74{,}8 = 475 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Sohle hinter der Wand.

1. Platte.

Die Belastung der Platte durch die darüber befindliche Hinterfüllung beträgt

$$6{,}28 \cdot \overline{1}^2 \cdot 1800 = 11\,300 \text{ kg für } 1 \text{ m}^2.$$

Da sich von früher eine kleinste Bodenpressung ergab von 0,513 kg/cm² oder 5130 kg/m², so ist die wirkliche Belastung der Platte 11 300 — 5130 = 6170 kg/m². Die Gesamtbelastung der Platte zwischen 2 Rippen beträgt $2{,}05 \cdot 1{,}80 \cdot 6170 = 22\,800$ kg. Da die Platte kreuzweise bewehrt ist, verteilt sich die Belastung auf ihren ganzen Umfang, somit die Scherkraft für 1 lfd. m $\frac{22\,800}{2 \cdot 2{,}05 + 2 \cdot 1{,}85} = 2930$ kg und der erforderliche Eisenquerschnitt für 1 lfd. m in beiden Richtungen $\frac{2930}{600} = 4{,}9$ cm²; angeordnet wurden 7 R.-E. 10 mm Stärke = 5,5 cm².

2. Balken.

Spannweite 1,85 m, Belastung $\left(\frac{1}{2} \cdot 2{,}05 + 0{,}25\right) \cdot 6170 = 7910$ kg für 1 lfd. m. Scherkraft $\frac{7910 \cdot 1{,}85}{2} = 7320$ kg. Der erforderliche Eisenquerschnitt $\frac{7320}{600} = 12{,}2$ cm²; angeordnet wurden 4 R.-E. 20 mm Stärke = 12,56 cm².

3. Rippe.

Belastung $7910 + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 6170 = 14\,110$ kg. Somit ist der erforderliche Eisenquerschnitt, auf Zug senkrecht eingelegt, $\frac{14\,110}{750} = 18{,}9$ cm². Angeordnet wurden 25 R.-E. 10 mm Stärke = 19,65 cm². Der erforderliche Eisenquerschnitt, auf Abscheren wagerecht eingelegt, ist $\frac{14\,110}{600} = 23{,}5$ cm².

Berechnung der Biegungsspannungen der Rippe.

Der gefährliche Querschnitt der Rippe befindet sich auf der Höhe 291,40. Das Biegungsmoment auf vorgenannter Höhe ist $M = \frac{p \cdot H^3}{6} \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{90 - \varphi}{2}\right)$ für 1 lfd. m

$$M = \frac{1800 \cdot \overline{5{,}18}^3}{6} \cdot 0{,}27 = 11\,260 \text{ kgm.}$$

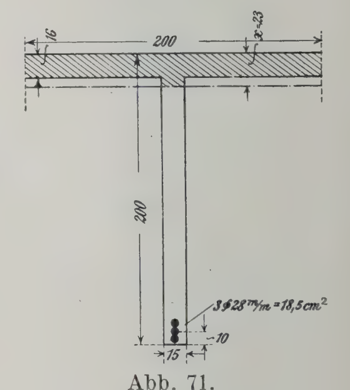


Abb. 71.

Gesamtes Biegungsmoment $2 \cdot 11\,260 = 22\,520$ kg = 2 252 000 kgcm. Angeordnete Eiseneinlagen in der Zugzone 3 R.-E. 28 mm Stärke = 18,5 cm². Der Querschnitt der Rippe ist aus Abb. 71 zu ersehen. Die Lage der Nullinie berechnet sich wieder aus der Gleichung

$$200\,\frac{x^2}{2} - \frac{185}{2}(x - 16)^2 - 15 \cdot 18{,}5\,(190 - x) = 0$$

$$x = 23 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment

$$J = \frac{200}{3} \cdot \overline{23}^3 - \frac{185}{3} \cdot \overline{7}^3 + 15 \cdot 18{,}5 \cdot \overline{167}^2 = 8{,}540\,000 \text{ cm}^4.$$

Die Betondruckspannung

$$\sigma_b = \frac{2{,}252\,000}{8{,}540\,000} \cdot 23 = 6{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenzugspannung

$$\sigma_{ez} = \frac{2{,}252\,000}{8{,}540\,000} \cdot 15 \cdot 167 = 660 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Wand.

Der mittlere Erddruck auf die Wand für 1 m²

$$G = \frac{p \cdot H}{2} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90 - \varphi}{2}\right)$$

$$G = \frac{1800 \cdot 6{,}58}{2} \cdot 0{,}27 = 1600 \text{ kg/m}^2.$$

Da die Wand als in die Rippen teilweise eingespannt angesehen werden kann, ergibt sich das größte Biegungsmoment mit

$$M = \frac{1}{10} \cdot 1600 \cdot 1{,}85 \cdot 185 = 54\,800 \text{ kgcm}.$$

Für die halbe Wandhöhe sind 6 R.-E. 12 mm Stärke = 6,78 cm² für 1 Höhenmeter angeordnet (Abb. 72). Der Eisenquerschnitt wurde entsprechend dem Erddruck nach unten und nach oben vergrößert bezw. verkleinert. Die Nullinie berechnet sich aus

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 \cdot 6{,}8\,(14 - x) = 0$$

$$x = 4{,}4 \text{ cm}.$$

Abb. 72.

Das Trägheitsmoment

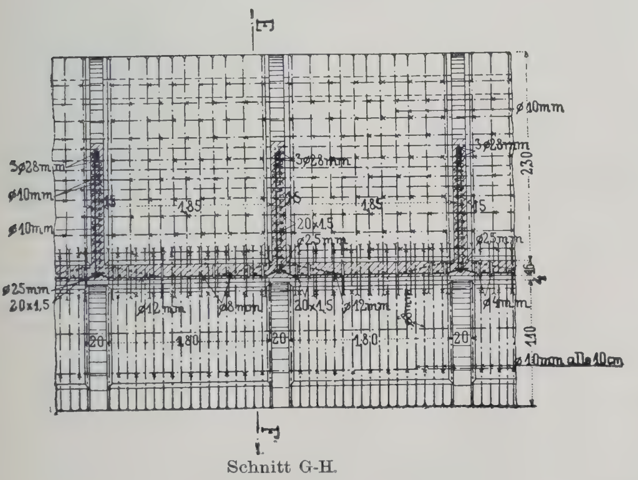
$$J = \frac{100}{3} \cdot \overline{4{,}4}^3 + 15 \cdot 6{,}8 \cdot \overline{9{,}6}^2 = 16\,640 \text{ cm}^4.$$

Die Betondruckspannung

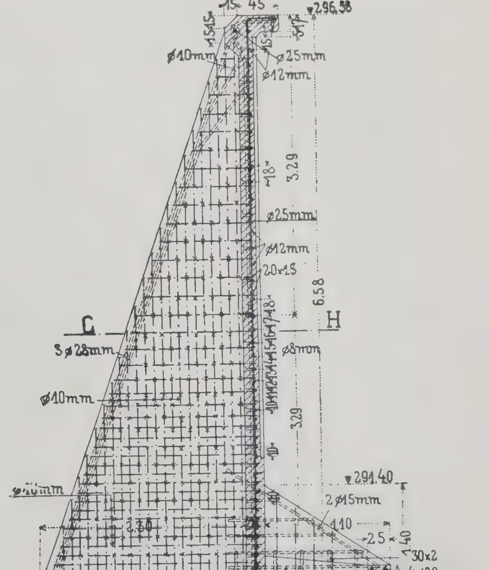
$$\sigma_b = \frac{54\,800}{16\,640} \cdot 4{,}4 = 14{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Eisenzugspannung

$$\sigma_{ez} = \frac{54\,800}{16\,640} \cdot 15 \cdot 9{,}6 = 475 \text{ kg/cm}^2.$$



Schnitt G-H.



Schnitt E-F.

Abb. 73. Bewehrung der Stützmauer in Sambor.

Die Abb. 73 zeigt die Bewehrung dieser Stützmauer.

Da diese Stützmauer eine Reichsstraße I. Klasse begrenzt, so sollte auch der Einfluß der Verkehrslast von 460 kg für 1 m² mit in Rechnung gezogen werden. Das spezifische Gewicht des Erdmaterials auf 1800 umgerechnet würde einer Erhöhung der Erdoberfläche um $\frac{460}{1800} = 25{,}5$ cm gleichkommen. Da sich sämtliche Spannungen in niedrigen Grenzen bewegen, wurde vom Nachweis infolge Nutzlast abgesehen.

Was die Ausführung dieser Stützmauer anbelangt, so sei erwähnt, daß der Beton im Mischungsverhältnis 1 : 4 (330 kg Portlandzement für 1 m³ Sand und Schotter) ausgeführt wurde. Die Mischung des Betons und das Waschen des Sandes und Schotters geschah maschinell.

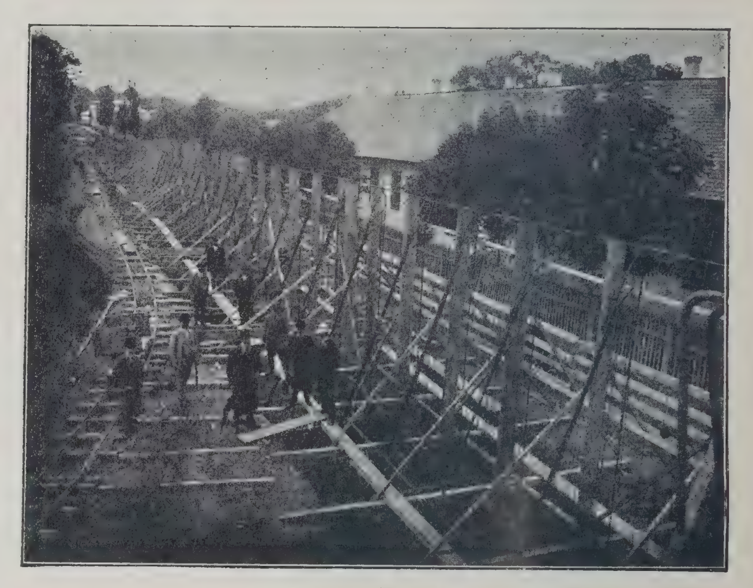


Abb. 74. Lichtbild des Eisengerippes der Stützmauer in Sambor.

Die Außensichten der Stützmauer wurden mit 4 cm starken, künstlich hergestellten Betonplatten verblendet, welche mittels Bindedrahts in die dahinter befindliche Wand verhängt wurden.

In der Abb. 74 sind die Vorbereitungen sowie das Eisengerippe dieser Stützmauer zu sehen, während die Abb. 75 im linken rückwärtigen Teile die innere fertige Ansicht der Stützmauer zeigt. Diese Stützmauer wurde nach Plänen von Hennebique von der Unternehmung Sosnowski u. Zachariewicz in Lemberg hergestellt.

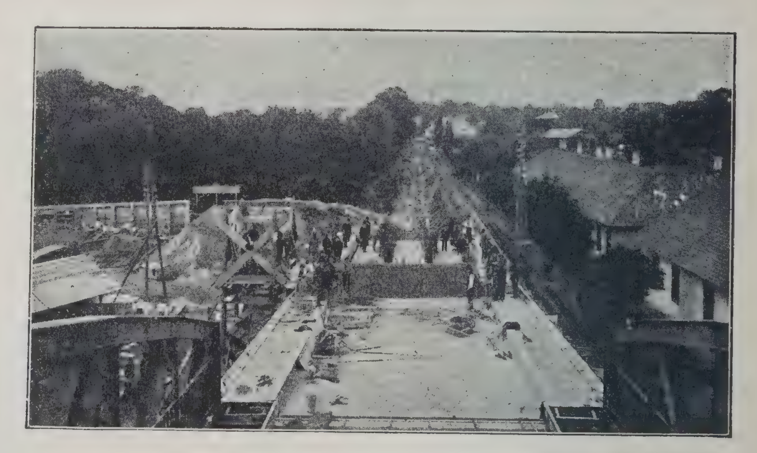


Abb. 75. Lichtbild der Stützmauer in Sambór.

Die Überführung der Roßweiner Straße am Haltepunkte Döbeln. Diese Stützmauer hat eine Länge von 43,5 m und schließt mit einem Flügel von 7 m Länge ab, der ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt ist (Abb. 76). Die Höhe der Mauer von der Unterkante der Fußplatte bis zum oberen Mauerabschluß beträgt 6,70, 7,15 und 7,60 m. Die Konstruktion unterscheidet sich von der vorher beschriebenen dadurch, daß im Mauerquerschnitt nach rückwärts ein Moniergewölbe auskragt, welches den Zweck hat, den Erddruck auf ein Mindestmaß herab-

Abb. 76.
Grundriß und Ansicht
der Stützmauer zu Döbeln.

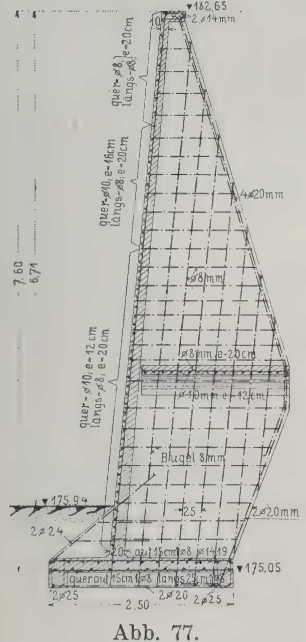


Abb. 77.
Querschnitt u. Bewehrung
der Stützmauer zu Döbeln.

zudrücken. Die den Erddruck aufnehmende Wand ist nicht senkrecht, sondern schwach nach innen geneigt und besitzt eine obere Stärke von 10 cm, eine untere von 20 cm. Die Sohle, welche nur 80 cm vor die Wand ragt, hat eine Breite von 2,20, 2,40, 2,50 m, ist 20 cm stark und besitzt gegen ihre beiden Enden der besseren Entwässerung halber einen schwachen Anzug. In Entfernungen von 2,87 m sind senkrechte Rippen 15 cm stark angeordnet, deren Profil in der Abb. 77 zu sehen ist. Im vorderen Teil ist unterhalb der Erdoberfläche ebenfalls eine kleine Rippe angeordnet. In Entfernungen von je 14,50 m ist eine Doppelrippe ausgeführt. Die Zwischenfuge ist mit Asphaltfilz ausgefüllt; sie wird durch Überlappung unsichtbar gemacht. Ein schematischer Querschnitt ist in Abb. 78 zu sehen. Der natürliche Böschungswinkel wurde mit 40° angenommen und mittels dessen auch die Höhe des Gewölbes festgelegt.

Abb. 78.
Schematischer Querschnitt
der Stützmauer zu Döbeln.

Für die Verschiebung der Mauer wird nur der schraffierte Teil BDF (Abb. 78) in Betracht gezogen, während der Erdteil $ABCD$ als Mauergewicht wirken soll. Die mittlere Höhe der zur Untersuchung gezogenen Mauer beträgt daher 4,95 m. Unterhalb des Gewölbes wurde der ganze Raum mit Erdreich ausgefüllt; der so entstehende Erddruck ist aber so gering, daß er vernachlässigt werden kann. Außer dem Erddruck ist noch eine Nutzlast von 500 kg/m² in Rechnung gezogen worden.

1. Untersuchung des Mauerquerschnitts auf die Standfestigkeit.

Dieselbe wurde zeichnerisch durchgeführt und ist aus Abb. 79 zu sehen. Es wurde ein 86 cm langer Mauerstreifen in Rechnung gezogen.

Es bedeutet A die Nutzlast:

$$A = \frac{1}{4} p h = \frac{1}{4} \cdot 500 \cdot 5{,}1 \cdot 0{,}86 = 548 \text{ kg},$$

E den Erddruck $= \frac{g \cdot h^2}{8} = \frac{1600 \cdot \overline{5{,}1}^2}{8} \cdot 0{,}86 = 4470$ kg;

der obere Erdkörper $G_1 = 1{,}9 \cdot 4{,}9 \cdot 1600 \cdot 0{,}86 = 12\,800$ kg,

der untere Erdkörper $G_2 = \frac{1{,}9 + 1{,}4}{2} \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}86 \cdot 1600 = 5460$ kg,

die Wand $G_3 = 7{,}5 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}86 \cdot 2500 = 2400$ kg,

die Rippe $G_4 = \left(\frac{1{,}9 + 0{,}2}{2} \cdot 5{,}1 + \frac{1{,}9 + 1{,}4}{2} \cdot 2{,}4\right) \cdot 0{,}15 \cdot 2500 = 3520$ kg,

die Bodenplatte $G_5 = 2{,}4 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}86 \cdot 2500 = 1030$ kg,

das Gewölbe $G_6 = 1{,}9 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}86 \cdot 2500 = 820$ kg,

wobei das spezifische Gewicht des Erdreichs mit 1600, das des Eisenbetons mit 2500 kg/m³ angenommen wurde. Alle diese Kräfte wurden zu einer Resultierenden vereinigt $R = 29\,600$ kg. Die senkrechten Abstände der Drittelpunkte der Sohle von dieser Resultierenden sind 20 bezw. 59 cm; die Bodenpressungen daher

$$\sigma_{\max} = \frac{29\,600 \cdot 59}{\frac{1}{6} \cdot 86 \cdot \overline{240}^2} = 2{,}12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{29\,600 \cdot 20}{\frac{1}{6} \cdot 86 \cdot \overline{240}^2} = 0{,}718 \text{ kg/cm}^2.$$

Abb. 79.
Untersuchung der Standfestigkeit der Stützmauer zu Döbeln.

2. Berechnung der Wand.

Die Berechnung sämtlicher Eisenbetonteile geschah nach den seinerzeit in Leipzig und bei der Königl. sächsischen Staatsbahn zugelassenen Formeln von Hennebique. Die Höhe der dem Erddruck ausgesetzten Wand beträgt 4,95 m; daher der Einfluß des Erddrucks

$$E_1 = \frac{1600 \cdot \overline{4{,}95}^2}{8} = 4900 \text{ kg},$$

der Einfluß der Nutzlast

$$E_2 = \frac{500 \cdot 4{,}95}{4} = 616 \text{ kg}.$$

Die ganze Höhe wurde in Streifen von 1 m Höhe geteilt (Abb. 80) und für jede Höhe der Erddruck gerechnet

$$E = 4900 = \frac{2 \cdot b}{h},$$

$$\begin{aligned}
b &= 1985 \text{ kg} \\
b_1 &= \frac{b \cdot (h-1)}{h} = \frac{1985 \cdot 3{,}95}{4{,}95} = 1580 \text{ kg} \\
b_2 &= \frac{b \cdot (h-2)}{h} = \frac{1985 \cdot 2{,}95}{4{,}95} = 1180 \text{ kg} \\
b_3 &= \frac{b \cdot (h-3)}{h} = \frac{1985 \cdot 1{,}95}{4{,}95} = 782 \text{ kg} \\
b_4 &= \frac{b \cdot (h-4)}{h} = \frac{1985 \cdot 0{,}95}{4{,}95} = 382 \text{ kg} \\
b_5 &= 0
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
1783 + 125 &= 1908 \text{ kg} \\
1380 + 125 &= 1505 \text{ kg} \\
981 + 125 &= 1106 \text{ kg} \\
583 + 125 &= 708 \text{ kg} \\
191 + 125 &= 316 \text{ kg.}
\end{aligned}$$

E_2 verteilt sich auf 4,95 m, demnach auf 1 m $\frac{616}{4{,}95} = 125$ kg.

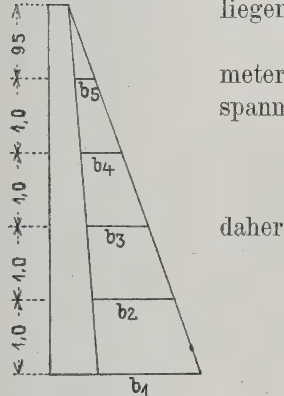


Abb. 80.

Die Rippen haben eine Entfernung von 2,87 m. Die wagerecht liegenden Trageisen haben ihr Auflager auf diesen Rippen.

Es soll gleich zur Berechnung der Eiseneinlagen im 2. Höhenmeter von oben übergegangen werden. Das Moment eines eingespannten Trägers in der Trägermitte ist

$$M = \frac{1}{24} Q l,$$

daher

$$M_2 = \frac{708 \cdot \overline{2{,}72}^2}{24} = 210 \text{ kgm.}$$

Nach Hennebique ist

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{210}{25}} = \sqrt{12{,}6} = 3{,}5 \text{ cm}$$

$$h' = 12 - 3{,}5 - 2{,}5 = 6 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{21\,000}{1750 \cdot 6} = 2 \text{ cm}^2,$$

somit erforderlich alle 40 mm 1 R.-E. 10 mm stark; für das 3. Feld von oben wird

$$M = \frac{1106 \cdot \overline{2{,}72}^2}{2} = 341 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{341}{25}} = 4{,}5 \text{ cm}$$

$$h' = 13 - 4{,}5 - 2{,}5 = 6 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{34\,100}{1750 \cdot 6} = 3{,}25 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 4 R.-E. 10 mm für 1 lfd. m; für das 4. Feld ist

$$M = \frac{1505 \cdot \overline{2{,}72}^2}{24} = 463 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{463}{25}} = 5{,}3 \text{ cm}$$

$$h' = 15 - 5{,}3 - 2{,}5 = 7{,}2 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{46\,300}{1750 \cdot 7{,}2} = 3{,}70 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 4,6 R.-E. 10 mm; für das 5. und unterste Feld ist

$$M = \frac{1908 \cdot \overline{2,72}^2}{24} = 462 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{588}{25}} = 6 \text{ cm}$$

$$h' = 16 - 6 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{58\,800}{1750 \cdot 7,5} = 4,48 \text{ cm}^2;$$

es entspricht dies einer Einlage von 5,6 R.-E. 10 mm; angeordnet wurden 4 R.-E. 10 mm und 4 R.-E. 8 mm mit insgesamt $3,2 + 2 = 5,2$ cm², mithin genügend. Nach den deutschen Vorschriften würden im untersten Höhenmeter der Wand Spannungen sich ergeben von $\sigma_b = 12,6$ kg/cm² und $\sigma_e = 530$ kg/cm².

Unterhalb des Gewölbes treten keine Biegungsbeanspruchungen auf, da der Boden keinen Schub auf die Wand ausübt; die vorhandene Teilung des zuletzt berechneten Feldes wurde jedoch auch unterhalb des Gewölbes bis zur Sohle fortgeführt.

Es bleibt noch die Einspannstelle über den Rippen zu betrachten. An dieser erhält das Biegungsmoment den doppelten Wert von früher, und es wird daher beim letzten Felde von früher

$$M = 588 \cdot 2 = 1176 \text{ kgm}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{1176}{25}} = 8,4 \text{ cm}$$

$$h' = 16 - 8,4 - 2,5 = 5,1 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{117\,600}{10,2 \cdot 875} = 13,2 \text{ cm}^2,$$

vorhanden sind 10,4 cm², so daß noch 2,8 cm² gedeckt werden müssen und hierzu kurze Stücke als Beilagen verwendet werden. Nach den deutschen Vorschriften würden sich Spannungen ergeben von $\sigma_b = 22$ kg/cm² und $\sigma_e = 570$ kg/cm². In ähnlicher Art wurden die oberen früher berechneten Felder auf ihren Auflagern bewehrt.

3. Berechnung der Rippe.

Es ist ABC in Abb. 81 als eine Konsole aufzufassen, welche in CB eingespannt ist und durch den Erddruck und die Nutzlast beansprucht wird. Es muß ein Kanten um den Punkt C verhindert werden. Die Momente, auf den Punkt C bezogen, sind

$$M_1 = E_1 \cdot 1,65 = 14\,150 \cdot 1,65 = 23\,300 \text{ kgm}$$
$$M_2 = E_2 \cdot 2,48 = 1\,780 \cdot 2,48 = 4\,400 \text{ ,,}$$
$$M_1 + M_2 = 27\,700 \text{ kgm.}$$

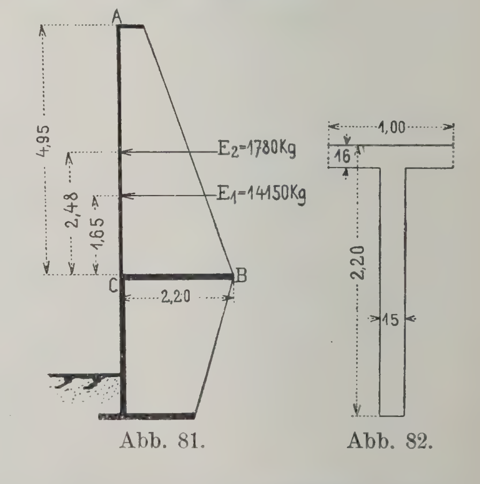


Abb. 81. Abb. 82.

Der in der Höhe CB liegende Rippenquerschnitt ist in Abb. 82 zu sehen, wobei eine zugehörige Druckbreite der Platte von nur 1 m angenommen wurde und ein mittlerer Druck von nur 20 kg/cm² vorausgesetzt wurde; es waren daher nach Hennebique

$$\frac{M}{2} = h \cdot 16 \cdot 20 \cdot 1 = 13\,850 \text{ kgcm}$$

$$h = \frac{13\,850}{320} = 43 \text{ cm}$$

und $$h' = 220 - 43 - 8 - 6 = 163 \text{ cm}.$$

Das Verhältnis $\frac{h}{h'}$ wurde aus Sicherheitsgründen nicht unter $\frac{1}{2{,}5}$ angenommen, somit ist h auf etwa 60 cm zu erhöhen.

$$h' = 220 - 60 - 8 - 6 = 146 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{2\,770\,000}{2 \cdot 875 \cdot 146} = 10{,}8 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 4 R.-E. 20 mm. Nach den deutschen Vorschriften würden sich für diesen Querschnitt Spannungen ergeben von $\sigma_b = 11$ kg/cm² und $\sigma_e = 1060$ kg/cm².

In der Rippe sind außer diesen Eisen noch solche einzulegen, welche die Wand gegen Abrücken sichern, d. h. solche, die die Scherspannungen aus Erddruck und Nutzlast aufnehmen. Diese Eisen sind in der Rippe wagerecht eingelegt und berechnen sich wie folgt:

$$E_1 + E_2 = 14\,150 + 1780 = 15\,930 \text{ kg}.$$

Auf der Strecke A—C sind daher notwendig

$$f_e = \frac{15\,930}{875} = 18{,}3 \text{ cm}^2.$$

Es entspricht dies einer Eiseneinlage von 38 R.-E. 8 mm. Unterhalb des Gewölbes treten diese Spannungen in sehr kleinem Maße auf, die Eiseneinlage wird daher hier geringer angenommen.

Der Berechnung des Moniergewölbes wird, da nicht zu diesem Kapitel gehörig, nicht Erwähnung getan. Mitzuteilen wäre, daß in den Endfeldern an Stelle der Gewölbe ebene Decken zwischen die Rippen gespannt sind.

4. Berechnung der Sohlplatte.

Der Bodendruck ist im Mittel 1,12 kg/cm² oder 11 200 kg/m². Die Sohlplatte ruht einerseits auf der Wand, anderseits auf einem Längsbalken auf. Nach oben wirkt der eben berechnete Bodendruck; in diesem ist jedoch auch das Gewicht des direkt über der Platte liegenden Teiles sowie die Eigenlast der Platte enthalten.

Das Gewicht des unter dem Gewölbe befindlichen Erdklotzes ist 19 200 kg, daher

$$11\,200 - \frac{19\,200}{2{,}88 \cdot 1{,}5} - 0{,}2 \cdot 2500 = 6250 \text{ kg}.$$

Das Moment $M = \frac{6250}{24} \cdot \overline{1{,}2}^2 = 375$ kgm

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{375}{25}} = 5 \text{ cm}$$

$$h' = 20 - 5 - 2{,}5 = 12{,}5 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{37\,500}{1750 \cdot 12{,}5} = 1{,}7 \text{ cm}^2;$$

angeordnet sind 7 R.-E. 8 mm mit insgesamt 3,50 cm² Querschnittsfläche für 1 lfd. m. Nach den deutschen Vorschriften ergeben sich für diesen Querschnitt $\sigma_b = 12{,}2$ kg/cm² und

$\sigma_e = 640$ kg/cm². Der zugehörige Balken ist von unten mit einer Last beansprucht von $\frac{1,45}{2} \cdot 6250 = 4530$ kg für 1 lfd. m, seine Spannweite ist $l = 2,72$ m, die Höhe 40 cm.

$$M = \frac{4530}{10} \cdot \overline{2,72}^2 = 3350 \text{ kgm}.$$

Im unteren Teile liegen 2 R.-E. 25 mm auf Druck beansprucht; es wird daher

$$\frac{M}{2} = \frac{2}{3} h \cdot \frac{h}{2} \cdot 25 \cdot 20 + 6,3 \cdot 875\,(h - 5)$$

$$h = 21,5, \qquad h' = 40 - 21,5 - 5 = 13,5 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{335\,000}{1750 \cdot 13,5} = 14,2 \text{ cm}^2,$$

entsprechend 7 R.-E. 15 mm. Nach den deutschen Vorschriften entspricht diesem Querschnitt $\sigma_b = 11,4$ kg/cm² und $\sigma_e = 970$ kg/cm². In gleicher Art ist der Balken der vorderseitigen Platte zu berechnen; es ist hier der Gesamtdruck jedoch größer, da eine geringere Erdmasse in Abzug zu bringen ist. Ähnlich wie die Rippe berechnet sich die Konsole im vorderen Teile. Diese Stützmauer wurde nach den Berechnungen und Entwürfen des Ingenieurs Deimling von Herrn Baurat Pommer für die Königl. sächs. Staatsbahn im Jahre 1903 ausgeführt. Trotzdem die Mauer nach der Berechnungsweise von Hennebique berechnet und ausgebildet wurde und nach den neueren Berechnungsvorschriften sich größere Spannungen ergeben, wie solche auch ausgewiesen sind, hat sich bisher noch keinerlei Formänderung gezeigt.

Stützmauer bei der Villa Walther in Pullach bei München (Abb. 83 u. 84). Diese Stützmauer liegt in einem Abhange des Isartals und hat den Zweck, die Auffüllung des unter 30 bis 45° geneigten Bodens zur Herstellung einer Gartenterrasse zu ermöglichen. Die Höhe der Stützmauer über dem Boden beträgt 3,5 m; die vordere Wand ruht auf Stampfbetonpfeilern von 60 × 60 cm Querschnitt in Abständen von etwa 3,5 m auf, welche bis zum festen Baugrunde reichen und durch Eisenbetonbalken verbunden sind. Die eigentliche Stützwand ist aus Eisenbeton, im Mittel 14 cm stark und nach beiden Richtungen mit je 5 R.-E.

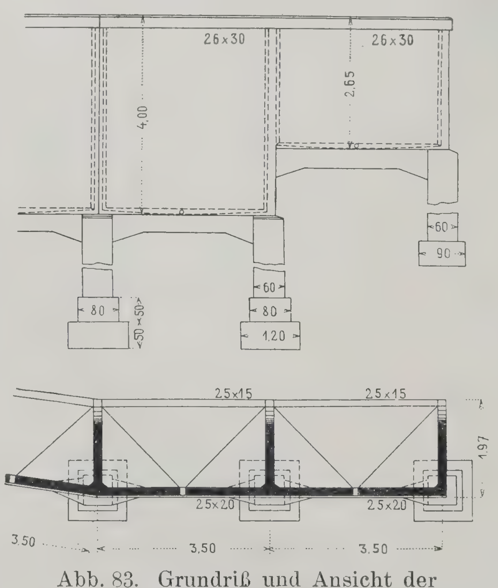


Abb. 83. Grundriß und Ansicht der Stützmauer in Pullach.

Abb. 84. Querschnitt der Stützmauer in Pullach.

10 mm bewehrt. Diese kreuzweise bewehrten, zugleich quadratischen Felder übertragen ihren Druck auf die in Abständen von rund 3,5 m liegenden 20 cm breiten Rippen und den oberen Randbalken, welcher mit Rücksicht darauf mit 4 R.-E. 18 mm seitlich bewehrt ist. Die 12 cm starke Bodenplatte ist so breit gewählt worden, daß sich sowohl bei belasteter wie unbelasteter Terrasse eine rund dreifache Sicherheit der Wände gegen Umkanten ergibt. In jedem Felde ist eine Oeffnung mit Entwässerungsrohren vorgesehen, nach welcher hin die Bodenplatte allseitiges Gefälle besitzt. Die Bewehrung der Rippen besteht aus der Verlängerung der wagerechten Eiseneinlagen der vorderen Wand und der Bodenplatte; außerdem sind noch zur Aufnahme des wagerechten Auflagerdrucks des oberen Randbalkens einige stärkere Zugeisen eingelegt. Diese Stützmauer wurde im März 1906 von der Unternehmung Gebr. Rank in München ausgeführt und ist in ihrer Ausführung aus Abb. 85 ersichtlich.



Abb. 85. Lichtbild der Stützmauer in Pullach während der Ausführung.

Stützmauer beim Landhaus Heinzelmann in Eßlingen.[1]) Diese Mauer hatte den Zweck, ein Grundstück beim Neubau eines Landhauses des Herrn Wilhelm Heinzelmann in Eßlingen abzufangen. Sie hat bei einer abgewickelten Länge von 210 m eine Höhe von 6,50 m. Das Gelände ist hier sehr ansteigend, so daß etwa 6 m von der Hinterseite dieser Mauer eine weitere Stützmauer errichtet werden mußte;

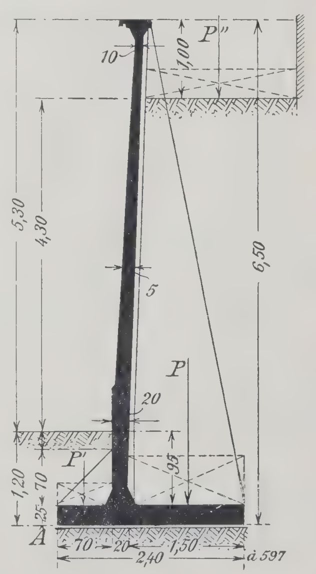


Abb. 87. Querschnitt der Stützmauer beim Landhaus Heinzelmann.

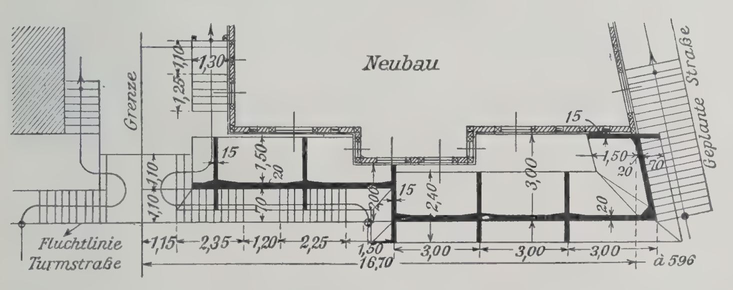


Abb. 86. Grundriß der Stützmauer beim Landhaus Heinzelmann.

diese war jedoch nur 3,50 m hoch und war als Eisenbetonmauer gegenüber einer vollen Bruchsteinmauer nicht mehr konkurrenzfähig, weshalb auch die billigere Bruchsteinmauer zur Ausführung gelangte. Was nun die vordere Eisenbetonmauer anbelangt, so

[1]) Zement und Beton 1909, S. 55.

ist der Grundriß derselben in der Abb. 86 zu sehen. In der Entfernung von 3 m sind Strebepfeiler angeordnet, die auch einen vorderen Sporn besitzen. Ferner mußte auf der einen Seite eine Treppe angeordnet werden, welche ein Einrücken der Mauer um 1,10 m bedingte; die Verbindung beider Wandteile erfolgte an der Übergangsstelle durch eine hier angeordnete Rippe. Da auf der rechten Seitenfront eine Straße geplant ist, mußte auch hier das Erdreich abgestützt werden, wie dies die Abb. 86 zeigt. Mit Rücksicht auf etwaiges Setzen, Temperaturschwankungen usw. wurde am seitlichen Endpunkt ein Strebepfeiler angeordnet und so die Mauer vom Hause unabhängig gemacht. Die Vorderwand hat eine untere Stärke von 20 cm, eine obere von 10 cm; bis auf 95 cm obere Bodenoberkante ist dieselbe senkrecht, und von da ab

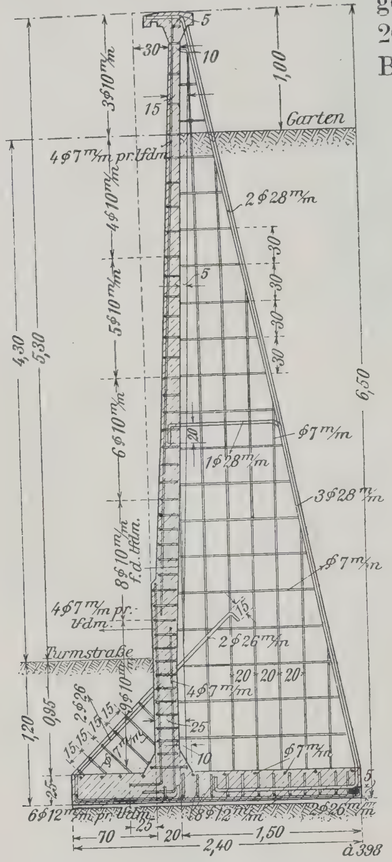


Abb. 88. Bewehrungseinzelheiten der Stützmauer beim Landhaus Heinzelmann.

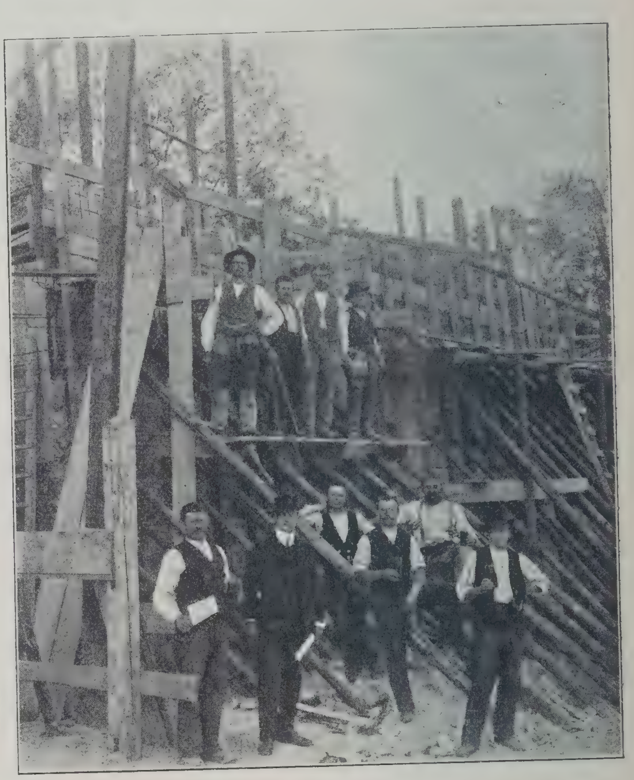


Abb. 89. Stützmauer des Landhauses Heinzelmann in Eßlingen während der Ausführung.

hat sie einen Anzug von 30 cm. Oben besitzt die Vorderwand ein einfaches Deckgesims. Der obere Teil derselben wird vom Erddruck nicht beansprucht und dient in 1 m Höhe als Brüstung. Die hinter der Mauer liegende Rippe ist 1,50 m tief und verläuft in durchgängig 15 cm Stärke dreieckförmig bis zum Gesims; die vordere Rippe hat bei 70 cm Tiefe gleiche Höhe und ist ebenfalls 15 cm stark. Die 1,20 m unter Straßenoberkante liegende Bodenplatte hat 25 cm Stärke. Die Abb. 87 zeigt den Querschnitt dieser Mauer. Was die Bewehrung dieser Mauer anbelangt, so besitzt die vor der Wand liegende Sohlplatte 6 R.-E. 12 mm auf das Längenmeter und oben 4 Verteilungsstäbe von 7 mm Stärke in der Längsrichtung. Die hintere Platte ist nach beiden Richtungen mit je 8 R.-E. von 12 mm Stärke bewehrt, welche auch mit Verteilungs-

stäben versehen sind. In der vorderen Rippe liegen 2 R.-E. von 26 mm Stärke, die oben und unten entsprechend verankert sind. In der vorderen Rippe liegen 2 R.-E. von 26 mm Stärke, die oben und unten entsprechend verankert sind und in 55 cm Entfernung von 7 mm starken Bügeln gefaßt sind. Die hintere Rippe weist 3 R.-E. von 28 mm Stärke auf, wovon eine in halber Mauerhöhe wagerecht abgebogen ist; der Rippensteg ist auf jeder Seite mit 7 mm R.-E. kreuzweise bewehrt, von denen die wagerechten 30 cm, die senkrechten 20 cm Entfernung voneinander haben. Die Vorderwand ist mit 10 mm starken R.-E. bewehrt, deren Entfernung zwischen 11 und 33 cm schwankt. Alles übrige ist aus der Abb. 88 zu ersehen. Das Mischungsverhältnis aller Teile war $1:4^1/_2$. Dieses im Oktober 1908 von der Firma Otto Böhmler in Stuttgart errichtete Bauwerk dessen Entwurf von Herrn Oberingenieur K. Böhm herrührt, der auch seine Ausführung geleitet hat, ist während der Ausführung in der Abb. 89 zu sehen.

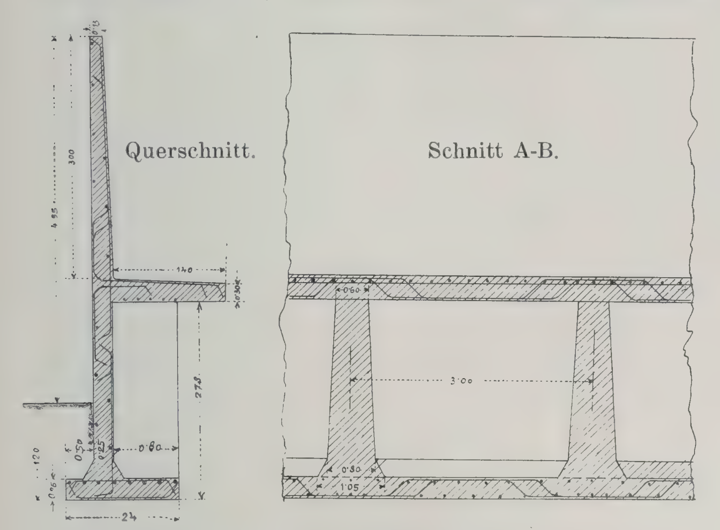


Abb. 90. Querschnitt und Längsschnitt der Stützmauer auf der Castellengogrube.

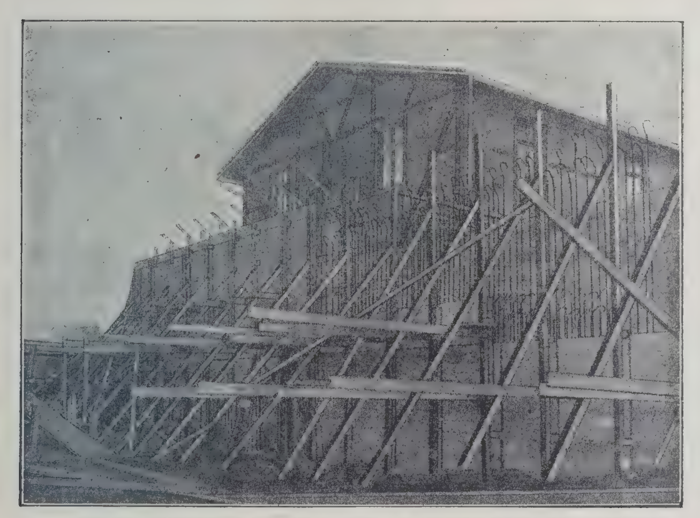


Abb. 91. Lichtbild der Stützmauer auf der Castellengogrube während der Ausführung.

Eine eigenartige Querschnittsausbildung bildet die Stützmauer auf der Castellengogrube bei Borsigwerk, die auf eine Länge von 120 m ausgeführt wurde. Die 4,55 m hohe Stützmauer hat eine Stärke von bloß 25 cm und verjüngt sich bis oben hin auf 15 cm. Dieselbe Mauer, aus Bruchsteinen ausgeführt, würde eine Sohlenstärke erfordern von 1,20 m. Diese geringen Ausmaße der Mauer in Eisenbeton waren dadurch möglich, daß 3 m unter Oberkante der Mauer eine in der Abb. 90 ersichtliche Kragplatte von 30 cm Stärke und 1,40 m Auskragung angeordnet wurde. Diese Platte ruht außerdem auf Stampfbetonpfeilern, die in einer Entfernung von je 3 m voneinander hergestellt und im Durchschnitt 55 cm breit sind. Die Breite der Fundamentplatte beträgt 1,40 m, die Stärke 25 cm, die größte Bodenpressung 3 kg/cm². Die Bewehrung der Stützmauer besteht aus 14 mm starken Quadrateisenstäben in der wagerechten Richtung und außerdem 6 mm

starken R.-E., als Verteilungsstäbe in senkrechter Richtung. Die näheren Details der Eiseneinlagen sind aus der Abb. 90 ersichtlich. Die Stützmauer während der Ausführung zeigt die Abb. 91, sie wurde von Diss u. Co. in Kattowitz ausgeführt.

Eine andere in Steineisenkonstruktion ausgeführte Futtermauer ist die nach Abb. 92 gezeichnete. Dieselbe bildet die Abgrenzung eines Grundstücks in Berlin, Katzbachstraße 20. Sie besteht aus einer 25 cm starken Sohlplatte mit einer Breite von 2 m. Am Ende dieser Platte läuft ein Eisenbetonbalken. Auf dieser aus Eisenbeton hergestellten Sohlplatte erhebt sich vorn die Wand ebenfalls von 25 cm Stärke, welche durch Rippen in Entfernungen von 2,80 m mit der Sohle versteift ist. Die Rippen, welche 12 cm stark sind, als auch die Wand sind aus Kunststeinen hergestellt. Die Bewehrung und Art der Eiseneinlagen sind aus obenstehender Abb. 92 zu ersehen. Diese Futtermauer wurde von der Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft in Berlin nach dem System Eggert hergestellt.



Abb. 92. Querschnitt und Ansicht der Futtermauer in Berlin, Katzbachstraße.

Abb. 93. Grundriß und Querschnitt der Stützmauer zu Bochum.

Eine höchst interessante Ausführung einer Futtermauer aus Eisenbeton mit durch Rippen versteiftem Winkelprofil zeigt die Abb. 93, welche für die Westfälischen

Stahlwerke in Bochum von der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft zu Düsseldorf gebaut wurde. Diese Mauer dient zur Aufnahme des Erddrucks einer Bahnlinie, welche dicht an der Begrenzungsmauer des Pumpenhauses vorbeiführt, so daß die letztere

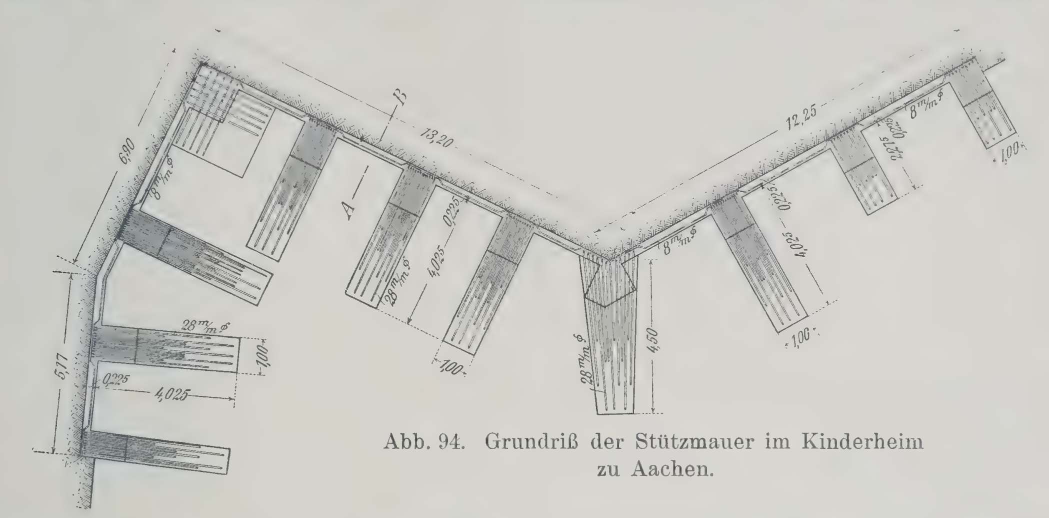


Abb. 94. Grundriß der Stützmauer im Kinderheim zu Aachen.

Mauer dadurch vollständig entlastet wird. Zur Erhaltung des Lichtraumprofils mußte die über dem Boden liegende Begrenzungsmauer des Pumpenhauses auf einem eisernen Träger zurückgesetzt werden. Die Höhe der Futtermauer beträgt 3,07 m und hat eine durchschnittliche Stärke von 17 cm.

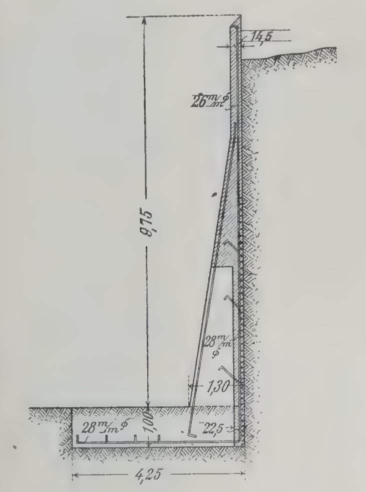


Abb. 95. Querschnitt der Stützmauer im Kinderheim zu Aachen.

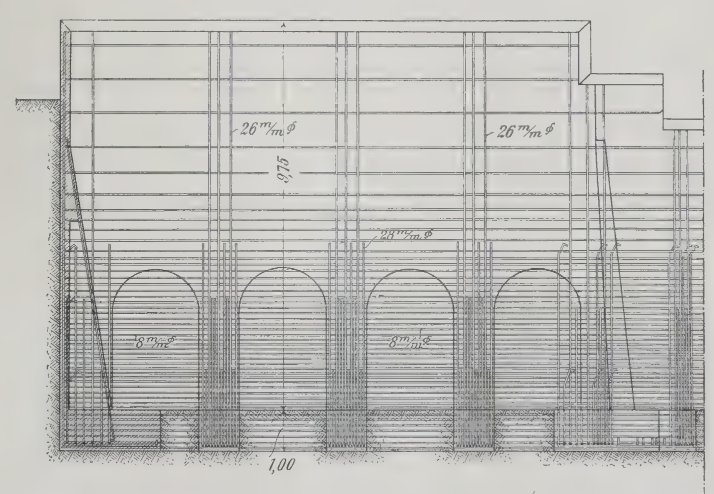


Abb. 96. Ansicht der Stützmauer im Kinderheim zu Aachen.

Eine andere von derselben Bauunternehmung ausgeführte Stützmauer ist jene im Kinderheim zu Aachen. Dieselbe hat den Zweck, einen Hofraum zu ermöglichen, und dient zur Aufnahme des Erddrucks der dahinter befindlichen Gärten. Durch die Anordnung einer Eisenbetonkonstruktion wurden die Wandstärken verhältnismäßig gering und der erzielte Hofraum möglichst groß. Da das Nachbargrundstück nicht bebaut werden durfte, wurden die Fundamente dieser Stützmauer nach der Hofseite angeordnet, wie dies die Abb. 94 u. 95 zeigen. Die Stützmauer ist 6,25 bis 9,75 m hoch, wagerecht bewehrt, und die einzelnen rippenartigen Pfeiler haben bei einer Achsenentfernung von rund 4 m eine Stärke von 1 m. Die Wandstärke beträgt oben

14,5 cm, unten 22,5 cm. Aus architektonischen Gründen wurden zwischen den einzelnen Rippen halbkreisförmige Gurte angeordnet, wie dies die Abb. 96 zeigt.

Eine ganz eigenartige Eisenbetonstützmauer gelangte im Sommer des Jahres 1909 durch die Allgemeine Verbundbau-Gesellschaft m. b. H. am Neubau Schillerhof in Frankfurt a. M. zur Ausführung. Diese wurde mit dem durch das D. R.-P. 204 128 patentierten Verbundbau ausgeführt. Dieses System beruht darauf, daß Betonhohlsteine vermauert werden, wobei durch Füllung dieser Hohlräume mit Eisenbeton Vierendeelsche Eisenbetonfachwerke entstehen. Der Vorteil dieser Bauweise beruht hauptsächlich darin, daß keine Schalung zur Herstellung der Mauer notwendig ist, deren Entfernung durch die nachstürzenden Erdmassen oft nicht gut möglich ist, so daß die Rahmhölzer und Schalbretter im Erdboden gelassen werden. Die Wände wurden als kontinuierliche Platten hergestellt und durchlaufend gemauert. Bevor die Eisenbetonstützen, welche als Stützpunkte der Platten dienen, angebracht waren, wurden diese abgesteift. Die Herstellung geschah sehr rasch und stellt sich der Arbeitslohn auf 0,80 Mark für 1 m². Gegenüber einer gewöhnlichen Eisenbetonwand tritt demnach eine große Ersparnis ein, da schon allein die Einschalung mit 2 Mark für 1 m² gerechnet werden muß. Um nun eine konstante Wandstärke zu erhalten, wurde hier mit dreiseitiger Einspannung gerechnet. Durch Gleichsetzung der Durchbiegungen in lotrechter und wagerechter Richtung wurde die Länge des unteren eingespannten Teiles

Abb. 97. Grundriß, Querschnitt und Einzelheiten der Verbundwand am Neubau Schillerhof.

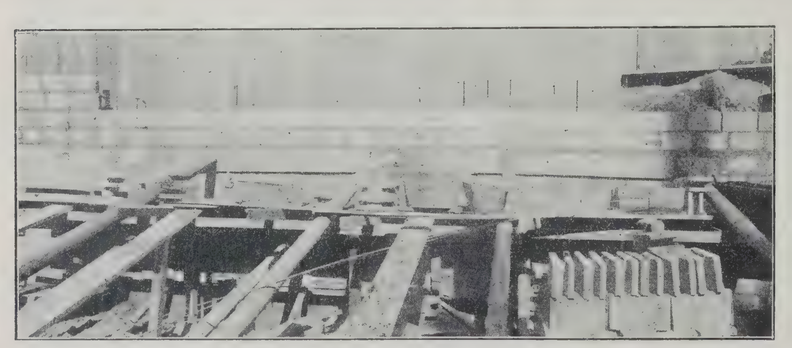


Abb. 98. Lichtbild der Verbundwand am Neubau Schillerhof während der Ausführung.

zuvor berechnet und aus dieser das Moment und die Eisenbewehrung. In der Abb. 97 sind der Grundriß und Querschnitt sowie die Einzelheiten der Betonhohlsteine und die Bewehrung zu sehen, während die Abb. 98 ein Lichtbild dieser Mauer während der Ausführung wiedergibt. Die gleiche Anlage in Verbundbau wurde in einem Keller einer Fabrikanlage in Frankfurt a. M., Mainzer Landstraße, hergestellt, nur mit dem Unterschiede, daß hier die Wände in Bogenformen verwendet wurden. Die Bewehrung geschah als Zweigelenkbogen. Die Bogenform ist sehr wirtschaftlich, da hier die Druckfestigkeit des Betons gut ausgenutzt wird und nur eine geringe Bewehrung sich als nötig erweist.

Eine in bezug auf ihre außerordentliche Höhe und in Anbetracht der schlechten Baugrundverhältnisse bemerkenswerte Stützmauer wurde in Milwaukee, V. St. A.[1]) aus Eisenbeton hergestellt. Sie umgibt die Kellergeschosse eines sogenannten Wolkenkratzers und soll den gewaltigen Erddruck von dessen Grundsockeln abhalten, den der aus Schwimmsand und flüssigem Ton bestehende Baugrund ausübt. Aus diesem Grunde bildet die Stützwand eine von den Bauteilen des aufgehenden Gebäudes völlig unabhängige Betonmasse von 11,6 bis 12,8 m Höhe. Die Wand ist an ihrem Fuße 60 cm, an der Mauerkrone 30 cm stark und wird in ihrer Aufgabe unterstützt durch kräftige Strebepfeiler, die in Abständen von 1,60 m vorgesehen sind. Abb. 99 zeigt eine eben fertiggestellte Ecke des Bauwerks. Der gewaltige Seitendruck, der eine Bruchsteinmauer von 3 m Stärke am Fuße und 0,60 m Stärke an der Krone zu seiner Bewältigung erfordert hätte, wird von der Stützwand auf eine breite Grundplatte übertragen. Ein ausgebreitetes Gebiet der Anwendung finden die Eisenbetonstützmauern in den Vereinigten Staaten Nordamerikas. Einige der interessantesten Ausführungen sind folgende:



Abb. 99. Lichtbild einer Stützmauer in Milwaukee.

Die Eisenbetonstützmauern zu St. George in Staten Island,[2]) welche eine Gesamtlänge von 1300 m bei einer Höhe von 3 bis 13 m besitzen. Sämtliche Mauern sind nach dem Querschnitt ausgebildet, wie ihn Abb. 100 zeigt. Die Vorderwand hat eine Stärke an ihrem Kopfe von 30 cm; ihre rückwärtige Fläche ist senkrecht, während die vordere Fläche 1 : 48 geneigt ist. Die Bewehrung besteht aus senkrechten und wagerechten Eisen in Entfernungen von 15 bis 30 cm. Die Rippen haben bei einer Achsenentfernung von 3,40 m eine Stärke von 30 bezw. 37,5 cm. Die Sohle ist 1,2 m breit und endet vorn in einen mächtigen Sporn, welcher unter 45° gegen die Vorderwand abgeschlossen ist (Abb. 100). Die Oberkante der Mauern wurde in zweifacher Weise bekrönt, entweder durch ein einfaches Deckgesims oder es wurde ein auf Kragträgern ruhender Bürgersteig aufgesetzt, wie ihn Abb. 100 zeigt. Die Platte des Bürgersteigs ist 15 cm stark, hat eine obere Neigung von 1 : 36 und besitzt einen 25 mm starken Granolithestrich. Die Ansicht der Mauer hat einen künstlichen Stein-

[1]) Zement und Beton 1906.
[2]) Eng. Record 1908, S. 38.

schnitt. Die Fugen dieses Steinschnitts wurden gleich beim Betonieren dadurch berücksichtigt, daß beim Schalen Holzleisten von 25 mm Stärke und 25 mm Breite eingelegt wurden. Desgleichen befinden sich in der Vorderwand kurze Entwässerungsrohre. Die Mischung des Betons war 1 : 2 : 5. Diese Mauern benötigten zu ihrer Herstellung rd. 8500 m³ Beton, 520 t Eisen, 21 000 m³ Erdaushub und 12 000 m Gründungspfähle. Von Interesse wäre noch die im großartigen Stile angeordnete Bauausführung zu erwähnen, worüber näheres zu finden ist im Engineering Record 1908, S. 38 und Municipal Engineering 1909, S. 85. Die Abb. 101 zeigt ein Lichtbild während der Ausführung.

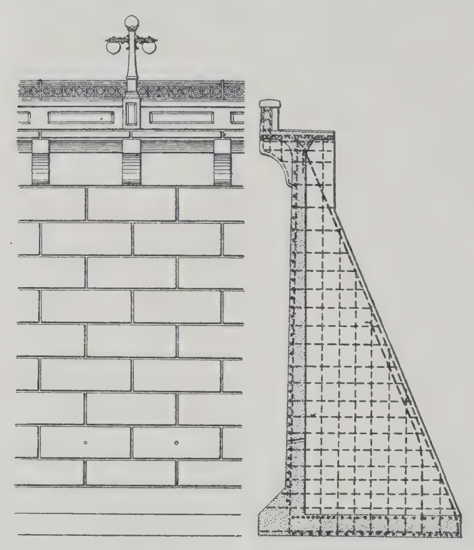


Abb. 100. Querschnitt und Ansicht der Stützmauer zu St. George in Staten Island.

Andere Mauern, welche als Stützmauern bei Eisenbahnverkehr dienen, sind jene der Delaware-, Lackawanna- und Western-Eisenbahn zu Buffalo.[1]) Es wurden daselbst zwei Type von Stützmauern zur Ausführung gebracht. Mauern bis 3,6 m Höhe wurden als einfaches Winkelprofil ausgeführt, Mauern von 3,6 bis 7,2 m als Winkelprofil mit Versteifungsrippen. Bei den Mauern mit Versteifungsrippen lag die Gleisachse 2,25 m hinter der rückwärtigen Wandfläche, während bei den Mauern aus einfachem Winkelprofil der Damm unten 1 : 1,5 vom Kopfe der Mauer ansetzt. Die senkrechte vordere Wand ist bei beiden Profilen 60 cm stark, die Sohle 75 cm. Die Bewehrung und sonstige Ausbildung zeigt Abb. 102. Um die wagerechten Eiseneinlagen in der Vorderwand während der Arbeit in ihrer Lage festzuhalten, wurde in jeder Rippe ein senkrechter Winkel von 50×50×6 mm Stärke montiert, welcher entsprechend durchlocht war. Die Rippen sind 60 cm stark und haben eine Achsenentfernung von 3,75 m. Zuerst war beabsichtigt, in jeder zweiten Rippe eine Ausdehnungsfuge anzuordnen; während des Baues ging man davon ab, und es wurde nur in jeder vierten Rippe, also in Entfernungen von 15 m eine solche zur Ausführung gebracht, welche Länge auch einer

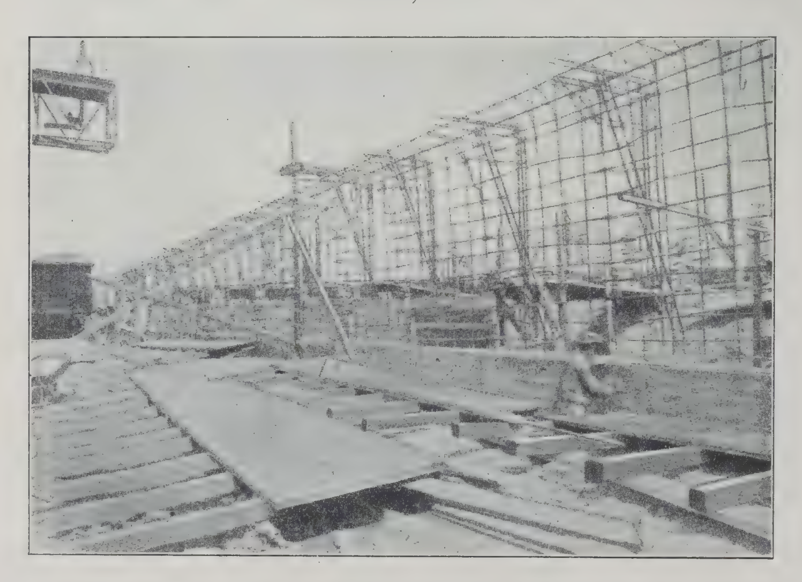


Abb. 101. Lichtbild der Stützmauer zu St. George während der Ausführung.

[1]) Eng. Record 1907, S. 672.

Tagesleistung während des Betonierens entsprach. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 3 : 6. Die Abb. 103 gibt ein hübsches Lichtbild der Mauer während der Ausführung, wo auch sämtliche Bewehrungseisen und die zur Fixierung der wagerechten Quadrateisen angeordneten senkrechten Winkeleisen zu sehen sind; die Abb. 104 zeigt ein Lichtbild der fertigen Mauer, welche eine Länge von 510 m besitzt.

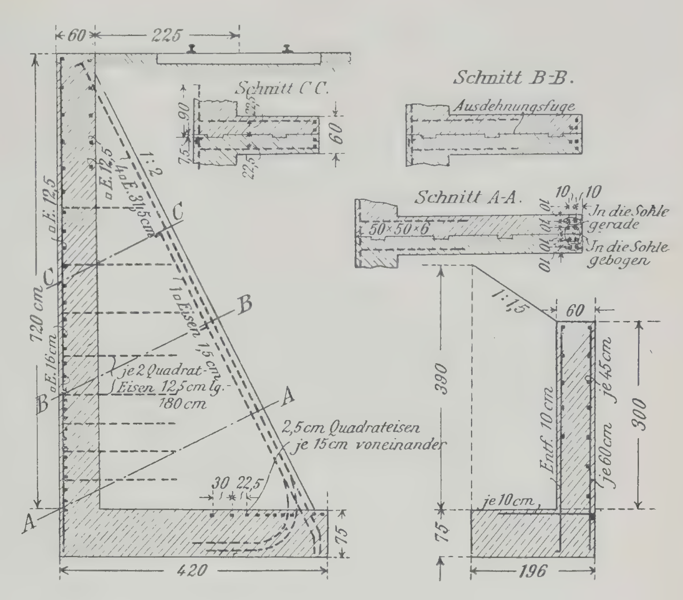


Abb. 102. Schnitte und Einzelheiten der Stützmauer zu Buffalo.

Eine andere Mauer von ungemein großer Höhe wurde an der Melwood Avenue in Pittsburg ausgeführt.[1]) Diese hat eine Länge von rd. 66 m und in der Mitte eine Höhe von rd. 20 m ohne die 1,2 m hohe Brüstung. Diese Mauer schließt eine kleine Mulde ab, welche früher mit einer hölzernen Brücke übersetzt wurde. Die Mauer besteht aus einer bewehrten Vorderwand, aus der Sohle und den bewehrten Rippen. Der feste Untergrund war so ungleichmäßig geneigt, daß nie zwei benachbarte Sohlen gleiche Neigung besitzen. Die Sohle wurde nämlich geneigt ausgeführt, um an Aushub und auch an Beton zu sparen. Die Sohle zwischen den Rippen ist 60 cm stark, die Vorderwand durch ihre volle Höhe 45 cm. In der Sohle wurde 1 : 2,5 : 5, in der Vorderwand und den Rippen 1 : 2 : 4 gemischt. Das westliche Ende von 6,6 m Länge und das östliche von 5,1 m wurden aus Stampfbeton ausgeführt. Der restliche Teil der eigentlichen Eisenbetonmauer wurde in Teilen von 22 m Länge ausgeführt, zwischen welchen je eine Ausdehnungsfuge angeordnet wurde, wie dies Abb. 105 zeigt. Diese Fugen sind keilförmig ausgeführt und mit drei Lagen geteerten Papiers ausgefüllt. Die Bewehrung besteht aus Rundeisen von 12,5 bis 40 mm Stärke. Diese Rundeisen sind in Ankerplatten mittels Bolzen verhängt. Die Ankerplatten und Flacheisen sind von 16 mm Stärke und 20 bis 30 cm Breite, je nach der Höhe der Wand, in welcher sie eingebettet liegen. Es ist je eine

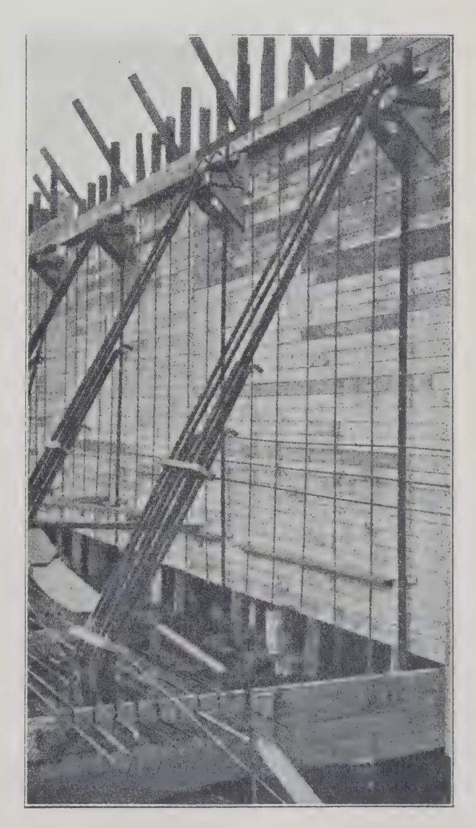


Abb. 103. Lichtbild der Stützmauer zu Buffalo während der Ausführung.

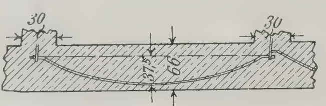
[1]) Eng. Record 1907, S. 345.

solche Platte in der Sohle unter jeder Rippe und in derselben Ebene eine solche in der Vorderwand angeordnet, wie dies Abb. 106 zeigt. Diese zwei Platten sind miteinander im Beton der Rippe durch Rundeisen verhängt, welche im unteren Teile 30, im



Abb. 104. Lichtbild der fertigen Mauer zu Buffalo.

oberen 40 mm stark sind. Die Bewehrung der Vorderwand besteht aus Rundeisen von 22 mm Stärke im unteren Teile und 12,5 mm Stärke im oberen; ihre Entfernung ist unten 7,5, oben 15 cm. Alle Rundeisen sind mit den vorgenannten Ankerplatten



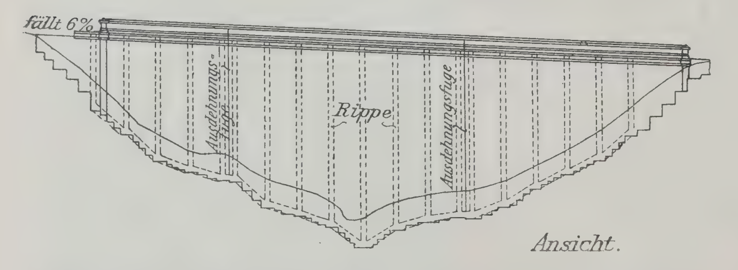


Abb. 105. Ansicht der Stützmauer in Pittsburg.

verbunden. Die Rippen haben eine Achsenentfernung von 3 m mit Ausnahme jener bei den Ausdehnungsfugen, welche 1,2 m auseinanderstehen. Ihre Breite beträgt 30 cm.

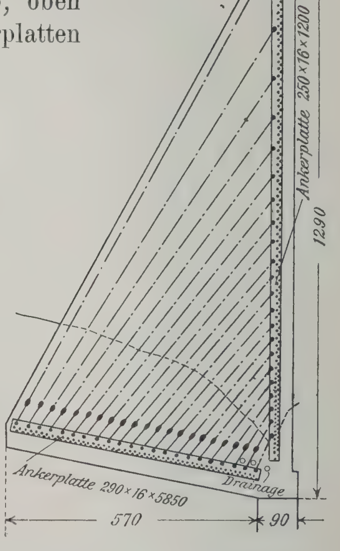


Abb. 106. Querschnitt der Stützmauer in Pittsburg.

Stützmauer zu Evansville.[1]) Diese bildet eigentlich die Böschungsflügel im Anschluß an ein bestehendes Widerlager aus massivem Mauerwerk. Die Mauer ist aus reinem Winkelprofil ausgeführt und hat eine Höhe von 7,10 m beim Anschluß an das alte Widerlager und eine solche von 4,2 m an ihrem anderen Ende. Der Grundriß und die Schnitte sind in Abb. 107 zu sehen. Eisenbetonstützmauern von ganz ähnlichem Querschnitt wurden ebenfalls in der Nähe von Evansville als Ufermauern des Ohio zur Ausführung gebracht, worüber näheres zu finden ist in Eng. News vom 3. Juni 1909.

Zum Schluß soll die Ausführung einer Stützmauer dieser Querschnittsform besprochen werden, welche insbesondere durch die überaus großen Schwierigkeiten beim Bau der Mauer von Interesse sein dürfte.

Die Hauptstrecke[2]) der Great Northern-Eisenbahn erklimmt 25 englische Meilen westlich der Station Summit Montana, V. St. A. die Wasserscheide der Rocky Mountains in einer Höhe von 1565 m. An dieser Stelle läuft die Bahn in halber Höhe eines Steilhanges, der aus losen, in steter Bewegung befindlichen Massen besteht, die ihrerseits auf einer 45 ° nach dem Tale zu einfallenden Seifensteinschicht ruhen. Bis vor kurzem wurde hier ein unaufhörlicher Kampf mit den Elementen geführt, indem die Gleise die gefährliche Stelle auf einer 135 m langen, hölzernen Jochbrücke überschritten, die stets neu gestützt werden mußte und durchaus keine genügende Sicherheit für Zug und Reisende bot. Im Jahre 1905 hat man nun wohl für immer dem unhaltbaren Zustand ein Ende gemacht, indem eine 72 m lange und 6 m hohe Stützwand aus Eisenbeton errichtet wurde. Die Aufführung dieser Wand begegnete ganz bedeutenden Schwierigkeiten und gelang nur unter dem Aufwande allen Scharfsinns amerikanischer Ingenieurkunst. Der bauleitende Ingenieur war C. F. Graff. Der nach dem Flusse zu einfallende Seifenstein wird bei feuchter Witterung schlüpfrig und verwittert bei trockenem Wetter und unter dem Einflusse der Sonne zu feinem Grus. Zudem zeichnet sich die Gegend durch ausgiebigen Frühjahrs- und Herbstregen aus,

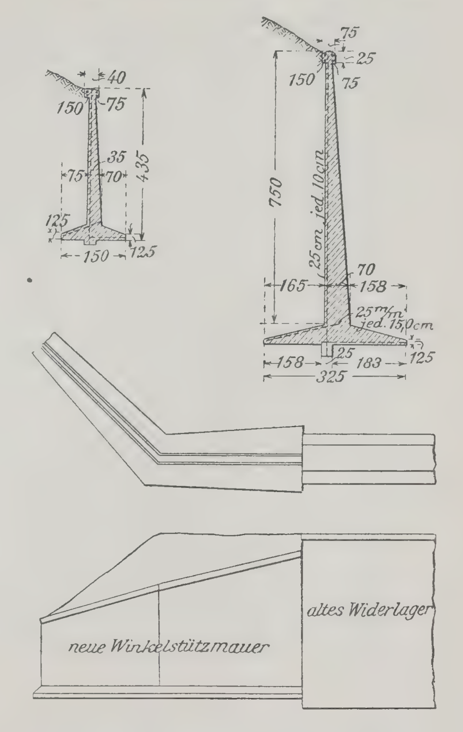


Abb. 107. Schnitte der Stützmauer in Evansville.

sowie durch starken Schneefall im Winter. Zwei früher angelegte Stützmauern aus Bruchstein wurden samt ihrer mächtigen Erdhinterfüllung in den Fluß geschoben. In der Abb. 108 sind die Verteilung der Eiseneinlagen und die auf Grund sorgfältiger Berechnungen gewählten Maße des Entwurfs zu sehen. Wie weit, bedingt durch die besonderen örtlichen Verhältnisse, davon abgegangen werden konnte, geht aus dieser Abbildung hervor. Im Entwurf war die Höhe der Grundplatte zu 0,60 m angenommen. Bei der Ausführung wurde dieses Maß in Anlehnung an die Bodenverhältnisse weit überschritten, an manchen Stellen um nicht weniger als 3 m. Darum hat man von der Verwendung der in Abb. 108 mit *a* und *b* bezeichneten wagerechten, 13 mm starken

[1]) Eng. Record 1909, S. 252.
[2]) Zement und Beton 1906.

Stäbe abgesehen, die von Mitte zu Mitte um 15 cm voneinander entfernt gedacht waren. Sie sollten in der oberen Zugzone von 19 mm starken, in 12 cm Abstand liegenden Stäben überkreuzt werden, in der unteren Zugzone auf ebensolchen Stäben ruhen. Nach vorn sollte die Grundplatte in zwei treppenartigen Absätzen in die Tiefe gehen. Die senkrechten Eiseneinlagen *c* sollen eine Rißbildung in wagerechter Richtung infolge senkrechter Spannungen in dem als Platte wirkenden Bauteile verhindern. Sie sind 13 mm stark und 45 cm voneinander entfernt, dabei tief in die Grundplatte hineinreichend und eine wirksame Verankerung dieser mit der Vorderwand bildend. Die wagerechten Stäbe *d* und *e* in der Vorderwand sind 13 mm stark und in zwei Reihen innerhalb der vorderen und hinteren Sichtfläche angeordnet. Bis zu einer Höhe von 2,70 m von Oberkante Grundplatte ab gemessen, beträgt ihr senkrechter Abstand 15 cm, für die nächsten 1,80 m 20 cm und für die restlichen 1,50 m 30 cm. Da die Last der Hinterfüllung mit der Tiefe zunimmt, nimmt auch die Zahl der Stäbe an der schiefen Oberfläche der Rippen zu, deren Stärke sich für alle Höhenlagen mit 13 mm gleichbleibt. Die wagerechten Stäbe *f* liegen wieder innerhalb beider Sichtflächen der Rippen und reichen bis nach der Vorderfläche der Stirnwand. Ihr senkrechter Abstand beträgt für die untersten 0,90 m von Oberkante gemessen 12,5 cm, für die nächsten 1,20 m 15 cm, für die folgenden 1,50 m 20 cm, dann auf die restliche Höhe von 2,40 m 30 cm. Außerdem laufen innerhalb der schrägen Rückenfläche ein Stab *g* von der Unterseite der Grundplatte aus bis zur Mauerkrone, zwei Stäbe *h* bis zur halben Höhe und drei weitere Stäbe *i* bis zu $^1/_4$ der Höhe. Alle fünf Stäbe sind 25 mm stark. Endlich sind in jeder Rippe noch senkrechte, 19 mm starke Stäbe vorgesehen, die ebenfalls tief in die Grundplatte eingreifen und paarweise in Abständen von 60 cm angeordnet sind. War durch die Querschnittsform der Stützmauer eine gewisse Gewähr vorhanden, daß sie nicht um ihren Fuß nach vorn umkippen konnte, so wurde ihre Grundplatte doch so tief in den zuverlässigen Felsgrund eingelassen, mit diesem verzahnt und durch mächtige Dübel verankert. Die Baugrubenverschalung bestand aus 40 cm breiten und 20 cm starken Pfosten und wurde nicht herausgenommen. Nach vorgenommenen Bohrungen ergab sich, daß der Felsgrund im östlichen Teile in 6 m, im westlichen bereits in 1,2 m Tiefe angetroffen wurde. Man konnte nicht daran denken, die ganze Baugrube von 72 m Länge auf einmal auszuschachten, sondern mußte von beiden Enden aus gegen die Mitte zu in 9,6 m langen Teilstrecken vorgehen. Und auch diese Länge war zu groß. Die Breite des Aushubes betrug 5,25 m. Man begann die Arbeit zunächst auf der Ostseite in einer Länge von 4,8 m. Sofort nach dem Abheben der 60 cm starken Deckschicht wurden vier 8 m lange, 40 cm breite und 20 cm starke Hölzer auf beiden Rändern eingebracht und durch schräge Spreizen

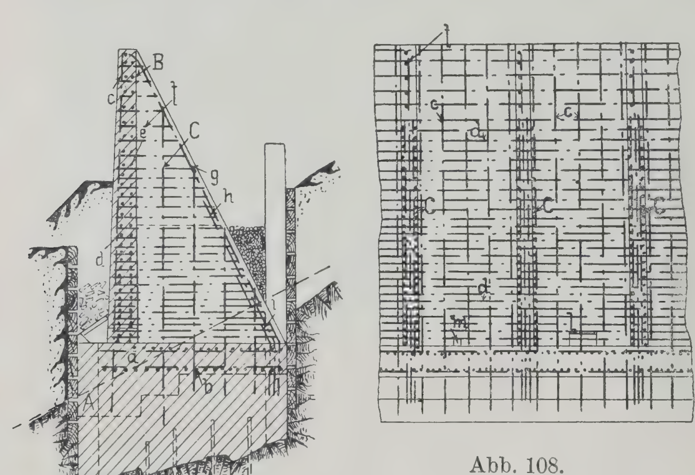


Abb. 108.
Querschnitt und Ansicht der Stützmauer bei Summit Montana.

gegeneinander abgesteift, die mit 2,4 m Abstand angeordnet wurden, so daß je 3 auf eine Pfostenlänge kamen. Indem man diese Pfosten auf beiden Seiten unterhöhlte, in die Höhlung sofort neue Pfosten einlegte und von dem dazwischenliegenden Erdreich zunächst nur so viel herausnahm, um die Schrägspreizen, die weiter unten 30 × 30 cm stark gewählt wurden, eintreiben zu können, gelangte man ohne Zwischenfall bis zu 2 m Tiefe. Jetzt begann man in gleicher Weise mit dem Aushube der nächsten 4,8 m Baugrubenlänge, ging hier ebenfalls erst 2 m ti f, um dann die ganzen 9,6 m gemeinsam bis zum Fels auszuheben; die Tiefe des Aushubes betrug hier an der Bergseite 5,7 m, an der Talseite 5,4 m.

Durch eine unglücklicherweise eingetretene längere Regenzeit wurden die Arbeiten ungeheuer erschwert, und es traten zwischen der bestehenden Holzbrücke und der Stützmauer Risse im Boden auf, welche die Tagwässer nur um so rascher auf die

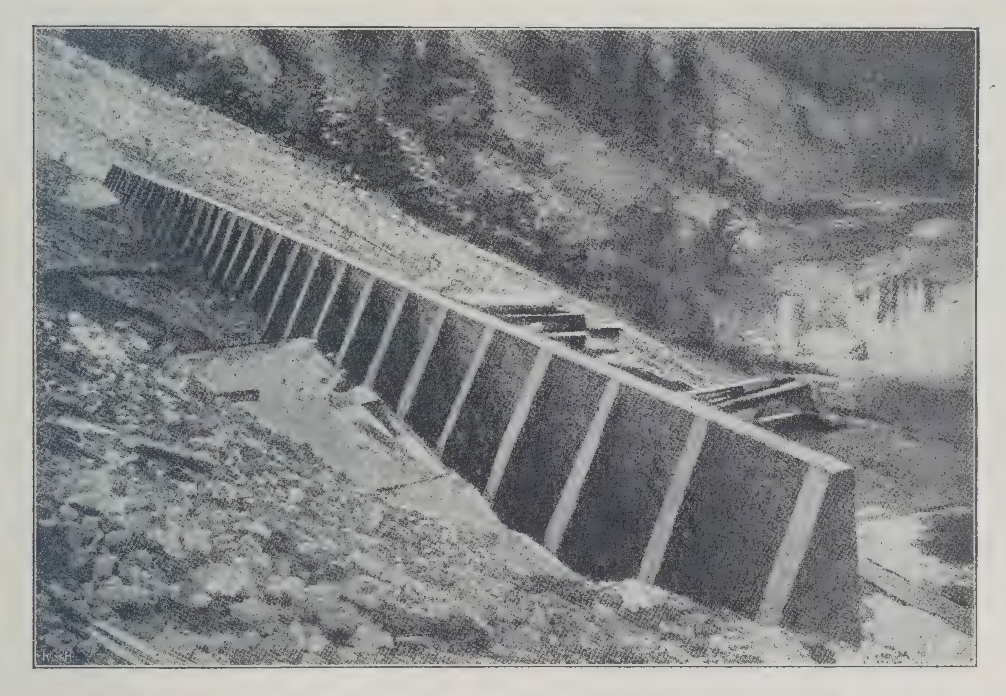


Abb. 109. Lichtbild der Stützmauer bei Summit Montana.

Oberfläche des Seifensteins brachten. Die Erdrutschungen gingen so weit, daß 4 Joche der Holzbrücke 1,5 m senkrecht in die Tiefe sanken und dabei 3 m talwärts gingen, so daß der Verkehr auf der Eisenbahn unterbrochen werden mußte. Es wurde daher noch vorsichtiger gearbeitet und die Baugrube nur noch auf einmal in Längen von 4,2 m ausgehoben. Auch wurde jetzt am anderen Ende mit dem Aushube begonnen. Jede Teilstrecke wurde sofort nach Fertigstellung mit Beton angefüllt, wobei die Spreizhölzer immer erst entfernt wurden, wenn der Betonkörper ihre Höhe erreichte. Da aber die eigentliche Stützwand schon ungefähr 3 bis 5 m unterhalb der oberen Bodenkante beginnt, mußten die schrägen Hölzer ersetzt werden. Dies geschah durch senkrechte vierkantige Hölzer, die in 2,4 m Entfernung aufgestellt und durch starke wagerechte Querhölzer miteinander verbunden wurden. Sie wurden ebenfalls im Boden gelassen und dienten mit ihren Querhölzern später als Stützen für die Arbeitsbühne. Die Bereitung des Betons erfolgte durch Handarbeit von 4 bis 5 Arbeitsgruppen im

Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5 in der Grundplatte und 1 : 2,5 : 4 in den mit Eiseneinlagen versehenen Bauteilen. Der Schotter wurde auf einem Kegelbrecher bereitet. Der scharfe Sand mußte mit der Bahn 440 km weit herbeigeschafft werden. Der Baustoffbedarf für die ganze Stützmauer betrug 1500 Faß Zement, 500 m³ Sand und 815 m³ Kies, d. s. zusammen 1052 m³ Beton.

Für eine gute Entwässerung wurden Vorsichtsmaßregeln getroffen. Auch das Einbringen der Hinterfüllung mußte sehr vorsichtig geschehen, so wurden die Räume zwischen den Rippen sorgfältig lagenweise mit reinstem Schotter ausgefüllt.

Der ganze Bau, den die Abb. 109 in seiner Vollendung zeigt, erforderte zu seiner Fertigstellung die Zeit vom 10. Juni 1905 bis 1. Dezember desselben Jahres, also 5 Monate und 20 Tage, und kostete insgesamt rund 100 000 Kronen.

Von weiteren ausgeführten Stütz- und Futtermauern in Eisenbeton seien erwähnt: Stützmauer zur Abgrenzung eines Grundstücks in Berlin, Königstraße, Stützmauer für den Durchgang in der Leidschen Straatweg in Utrecht, woselbst dieselbe statisch mit der an ihrer Sohle angebrachten Eisenbetontragkonstruktion zusammenhängt, ferner die Stützmauer für die Gasgesellschaft in Lüttich, mit doppelten senkrechten Wänden ausgeführt, eine Stützmauer in Brüssel, woselbst die Sohlplatte auf Holzpfählen aufruht, eine solche zu Seraing, ferner die Stützmauer beim Bau des neuen Rangierbahnhofs der holländischen Eisenbahngesellschaft zu Watergraafsmer bei Amsterdam, ferner jene zu Lausanne, zu Havre (Seine-Inférieure), zu Amiens, zu Roubaix, zu Saint-Valery (Seine-Inférieure), für die Cie. des Chemins de fer de l'Ouest, jene zu Buzenval, zu Meaux, zu Paris 24, avenue d'Jena, jene zu Bordeaux, zu Douai, die Futtermauern auf der Linie Paris—Versailles, jene zu Turin, jene für das Palace Hotel zu Nizza von einer Höhe von 15 m und einer Breite der Sohlplatte von nur 3 m, jene zu Garston, Liverpool und Saint Georges in England, jene der Niagara Construction Cie. in Amerika von einer Höhe von 13 m, 6 m Sohlenbreite und 30 cm Stirnwandstärke, ferner die langen Stützmauern auf der Seeseite zu Chicago, jene zu Seattle, Wash., V. St. A., jene für das Baden-Wasserreservoir der Wasserwerke von St. Louis, ferner jene in der Fortsetzung des Tunnels unter dem Frachtenbahnhof zu Gallesburg der Chicago-Burlington- und Guiney-Eisenbahn und endlich jene zu Manila auf den Philippinen u. v. a.

III. Mauern gegen Wasserdruck.

Folgerichtig würden nunmehr die Mauern zu besprechen sein, die gegen reinen Wasserdruck standhalten sollen; da sie jedoch in dem IV. Band, zweite Auflage, Kapitel Wasserbau, erörtert werden, wird hier auf dieses verwiesen.

IV. Mauern gegen Erd- und Wasserdruck.

Wenn Mauern aus Eisenbeton für reinen einseitigen Wasserdruck im Eisenbetonbau bisher noch keinen ausschlaggebenden Erfolg erringen konnten, so ist dagegen die Eisenbetonbauweise bei jenen Mauern, welche das Wasser von der dasselbe begrenzenden Erde abgrenzen, eine ziemlich häufige und immer mehr im Zunehmen begriffen. Diese Mauern sind einem wechselnden Wasserdruck einerseits ausgesetzt, anderseits haben sie Erdmassen zu stützen. Sie sind von der Mauerkrone bis zur Höhe des höchsten Wasserstandes als Stützmauern mit trockenem Hinterfüllungsmaterial, von der Fundamentfuge bis auf die Höhe des höchsten Wasserstandes als Stützmauern mit durchweichtem Hinterfüllungsmaterial zu berechnen, wobei alsdann für den Teil von Fundamentfuge bis Niederwasserhöhe der vor der Mauer wirkende Wasserdruck in Abzug gebracht werden kann.

Bei allen diesen Mauern wird daher eine Kombination von verschiedenen früher erwähnten Mauerweisen eintreten.

Da die Herstellung des Eisenbetons unter Wasser wirtschaftlich infolge des Verdrängens des Wassers aus der Baugrube sich äußerst ungünstig stellt, sonst ohne Wasserverdrängung praktisch unmöglich ist, so wird man danach trachten, den Eisenbeton meistens erst oberhalb Niederwasser in Anwendung zu bringen, ausgenommen solche Eisenbetonteile, welche an anderer Stelle fertig erzeugt und erst später an der Baustelle unter Wasser versetzt werden, wie liegende und stehende Eisenbetonplatten und Eisenbetonpfähle. Um die Standfestigkeit solcher Mauern sicherzustellen, wird man bestrebt sein, entweder Pfähle aus Holz, Eisen oder Eisenbeton bis auf den tragfähigen Grund zu treiben, oder man wird das Mauerwerk unterhalb Niederwasser aus Stampfbeton oder anderen Baumaterialien herstellen.

Man kann diese Mauern nach der Art ihrer Herstellung einteilen in:

1. solche, welche aus einer mehr oder weniger schwach geneigten Wand bestehen, welche zwischen Pfählen gehalten wird und welche in ihrem oberen Teile in das Hinterfüllungsmaterial verhängt werden muß, um dem Schube des unten wirkenden Erddrucks entgegenzuwirken.

Diese Mauern nennt man verhängte oder verankerte Mauern.

2. Man kann ferner eine durch Pfähle gesicherte Stampfbetonmauer bis etwas über Niederwasser herstellen und bildet, ähnlich wie es auf S. 353 beschrieben wurde, eine nach rückwärts ragende Kragplatte aus Eisenbeton aus, welche wieder das über ihr lastende Erdgewicht mit in die Standfestigkeit der Mauer zieht (Abb. 110). Sind die Pfähle geschlagen und die Mauern $ABCD$ hergestellt, so wird die Kragplatte ABG ausgeführt, auf welche die aufgehende Mauer $ABEF$ aufgesetzt wird.

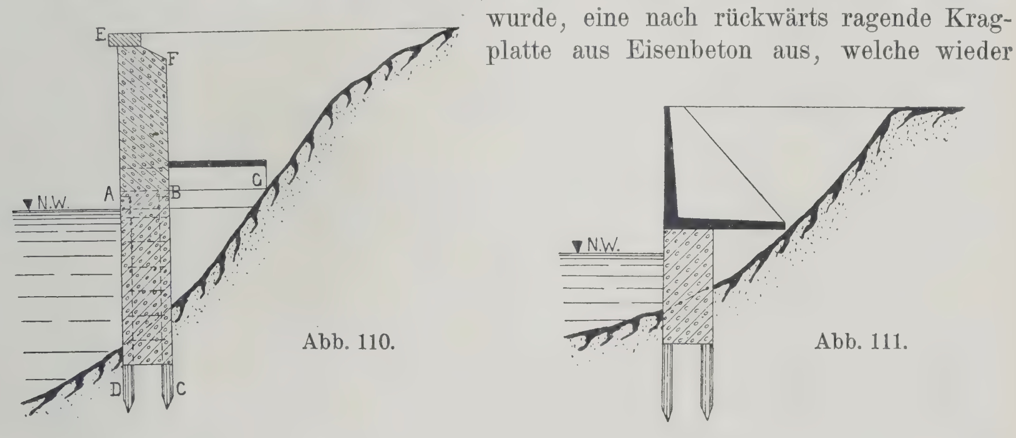


Abb. 110. Abb. 111.

3. Man stellt auf eine bis Niederwasserhöhe ausgeführte Stampfbetonmauer eine Winkelstützmauer auf (Abb. 111).

4. Man errichtet eine Winkelstützmauer auf Eisenbetonpfählen, welche bis zur Nieder- oder besser Mittelwasserhöhe geschlagen werden, wovon der wasserseitige Pfahl auf Druck, der landseitige Pfahl auf Zug beansprucht wird (Abb. 117).

Ihrer Anwendung nach kann man diese Mauern einteilen in:

a) Ufermauern, welche mehr oder weniger den Zweck haben, ein Herabrutschen des Erdreichs zu verhindern, also eine Art Ufersicherung darstellen;

b) Hafen- und Kaimauern, an welchen besondere Vorrichtungen getroffen werden müssen, um die Schiffe und Fahrzeuge in ihrer Lage festzuhalten;

c) Ladebrücken und -Kais in größeren Hafenanlagen, welche einerseits schon mit konsolartiger Ausbildung bestehender oder neuer Mauern ausgebildet werden, um Rollbahngleise und Krane tragen zu können;

d) anderseits aus Eisenbetontragkonstruktionen bestehen, die auf Pfählen aufruhen.

Die eingehendere Besprechung aller dieser Mauern findet sich im Kapitel Kaimauern.

Bei dieser Gelegenheit möge etwas über die Ausbildung und Berechnung von verankerten Mauern angegeben werden. Nach Prof. Möller kann man sowohl die Mauer mit dem Hinterfüllungsmaterial verankern, als auch Ankerungen innerhalb des Hinterfüllungsmaterials anordnen. Verwendet man eiserne Anker, so wird man diese bis in die Wand hineinführen. Eine Verankerung im Hinterfüllungsmaterial kann auch durch Lagen aus Busch gebildet werden. Die Faschinen entsprechen dabei in ihrer Längsrichtung der Längsrichtung der Anker, welche sie ersetzen. Sie sind also senkrecht auf die Wand anzuordnen. Für die oberen Schichten liegt die Hauptgleitebene näher der Wand. Man wird daher die Packung vorn bis an die Wand heranführen. Der Busch muß zu beiden Seiten der Hauptgleitebene hinreichend weit in das Erdreich hineinfassen. Dann ist für alle Höhenschichten der Wand der Vorteil eines verminderten Erddrucks erreicht. Bei Anordnung von Ankern lassen sich folgende Grundsätze aussprechen:

1. Die Größe des aktiven Erddrucks wird durch Anker, die nur bis an die Hauptgleitebene herangeführt oder noch kürzer gehalten sind, nicht gemindert.

2. Der Erddruck sinkt auf einen kleineren Betrag, wenn die Anker über die Gleitebene weiter ins Erdreich reichen.

3. Der Erddruck erreicht den Wert 0, wenn die Verankerung des ganzen Erdreichs bis an die natürliche Böschung erfolgt.

Handelt es sich um solche verankerte Mauern, welche gegen reinen Erddruck ohne Wasser ausgebildet werden sollen und welche mit ihrem Fundament bis zu einer gewissen Tiefe von beiden Seiten mit Erde umgeben sind, so kommt Professor Möller auf folgende Ergebnisse:

1. Kurze Anker, welche nur höchstens bis zur Hauptgleitebene reichen, bedingen eine Gründung so tief, als wenn die Anker nicht vorhanden wären. Sie erhöhen aber die Standsicherheit der Stützwand gegen die Gefahr des Kippens und ermöglichen die Zulassung eines geringeren Gewichtes der Wand und geringerer Stärkeabmessungen.

2. Lange Anker führen zu einer Verminderung der Gründungstiefe und also auch der Gründungskosten. Im Grenzfall, wenn die Anker bis über die natürliche Böschung in das Erdreich hineinreichen, fällt der aktive Erddruck als äußere Kraft ganz fort. Dann wird die theoretisch erforderliche Gründungstiefe Null.

Der in der Praxis am meisten vorkommende Fall ist längere Anker, geringere Gründungstiefe. In der Abb. 112 sei BG die Hauptgleitebene, und der Anker greife über diese Hauptgleitebene ein. Es wird nun der Körper $DFJB$ gleiten. Zwecks Vereinfachung wird zuerst eine Linie BC so gesucht, daß der neue Gleitkörper ABC dem Gleitkörper $ADFJBA$ inhaltsgleich wird. Es müssen zu diesem Zwecke die schräg schraffierten Flächen gleich der kreuzschraffierten Fläche gemacht werden. Unter der Annahme, daß sich innerhalb des Keiles ABC Gleitebenen ausbilden, wirkt der volle Erddruck E gegen die Wand, wie er aus Tabellen entnommen werden kann. Dieser Erddruck E veranlaßt bei O und T Auflagerkräfte, von welchen die obere die Ankerspannung Z, die untere den passiven Erddruck P bildet. Es berechnet sich Z aus der Momentengleichung der Kräfte Z und E, bezogen auf den Drehpunkt O. Durch

Zerlegung der Kraft E am Schnittpunkt u von Z und E findet sich z. B. der Auflagerdruck K in einfacher Weise. Die Zerlegung von K in K_x und K_y hat so zu erfolgen, daß K_x, von der Normalen N in O errichtet, nur höchstens um den Reibungswinkel φ abweicht, K_y, parallel der Wand gerichtet, geht unten bei B noch in den Boden. K_x wird durch den passiven Erddruck P aufgenommen und wird durch die Wand, als Balken wirkend, nach O übertragen. Es ist nun der passive Erddruck P so groß und die Gründung t so tief zu wählen, daß $P > K_x$ wird. Es empfiehlt sich, zweifache Sicherheit zu erstreben. Das wird erreicht, wenn bei Zusammensetzung der Kräfte $2\,K_x$, P und $2\,K_y$ die resultierende Mittelkraft R mit dem Lot den Reibungswinkel φ einschließt, so daß ein Ausrutschen der Wand am Fuße bei dieser Verdopplung des aktiven Erddrucks nicht eintritt, sondern gerade noch Gleichgewicht herrscht. Natürlich muß auch die Wand die Biegungsmomente aufnehmen können, welche durch die Kräfte des Erddrucks E, der Ankerspannung Z und des passiven Erddrucks P erzeugt werden. Wie man sieht, eignet sich daher für verankerte Mauern kein anderes Material als der Eisenbeton.

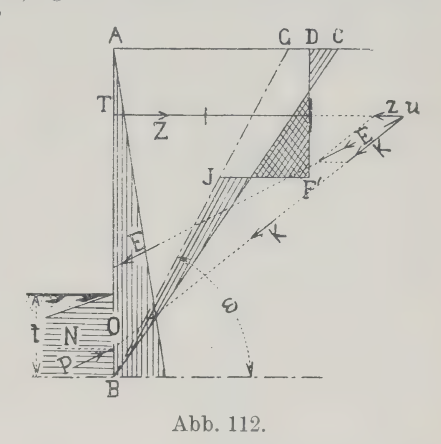


Abb. 112.

Zu erwähnen wäre noch, daß das Eisen der Anker, mit 1000 kg/cm² beansprucht, im Durchmesser wegen einer sich bildenden Rostbildung um 2 mm stärker zu nehmen ist oder am sichersten mit einer Betonhülle zu versehen wäre.

Eine weitere, höchst lehrreiche Abhandlung über die Berechnung von Bohlwerken, die als Uferverkleidungen dienen, hat Herr Professor H. Kayser in Darmstadt veröffentlicht.[1]) Prof. Kayser geht hierbei von der Annahme aus, daß auf der Druckseite der i-fache Betrag des wahrscheinlichen Erddrucks eingeführt und auf der Unterdruckseite als Reaktionskraft für den eingerammten Teil der passive Erddruck in Rechnung gestellt wird. Wenn weiter angenommen wird, daß die Druckverteilung sowohl der aktiven als passiven Erddruckkräfte eine geradlinige ist und der Sicherheit und Einfachheit halber alle Erddruckkräfte wagerecht wirken, so sind sämtliche äußeren Erddruckkräfte der Größe und Richtung nach gegeben. Als Sicherheitsgrad wird bei derartigen Konstruktionen der 1,5- bis 2fache Betrag des aktiven Erddrucks genügen. Prof. Kayser gibt nun eine rechnerische und zeichnerische Lösung der Rammungstiefe. Wenn zunächst der allgemeine Fall vorliegt, daß eine Bohlwand mit Auflast vorhanden ist, so sei in der Abb. 113 die Bohlwand ABC in dem Punkt A fest verankert und auf die Länge BC eingerammt. Die Größe und Verteilung des aktiven Erddrucks sei gegeben durch die Druckfigur $ABCDF$, die Größe und Verteilung des passiven Erddrucks durch das Dreieck BCE. Die Rammungstiefe t sei derart gewählt, daß der Grenzzustand vorhanden ist, daß also eine geringfügige Erhöhung der Auflast eine beträchtliche Bewegung der Spundwand verursacht. Diese Bewegung besteht in einer Drehung um den festen Punkt A. Da zwischen aktiven und passiven Kräften Gleichgewicht herrschen muß, so muß die Summe aller Momente für den Punkt A gleich Null sein. Mit den in der Abb. 113 eingetragenen Bezeichnungen ergibt sich

$$\varepsilon_0 \cdot \frac{(h+t)^2}{2} + (\varepsilon - \varepsilon_0) \cdot \frac{(h+t)^2}{3} - \varepsilon_p \cdot \frac{t}{2} \cdot \left(h + \frac{2}{3}\,t\right) = 0.$$

---

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 219.

Die Werte $\varepsilon - \varepsilon_0$ und ε_p sind abhängig von $h + t$ bezw. von t; sie lassen sich herstellen in der Form

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = c' \cdot (h + t); \qquad \varepsilon_p = c'' \cdot t.$$

Hierin bedeuten c' und c'' Konstanten, welche je nach der Art der Erddruckbestimmung und der bei der Berechnung gemachten Annahmen verschieden sind. ε_0 ist

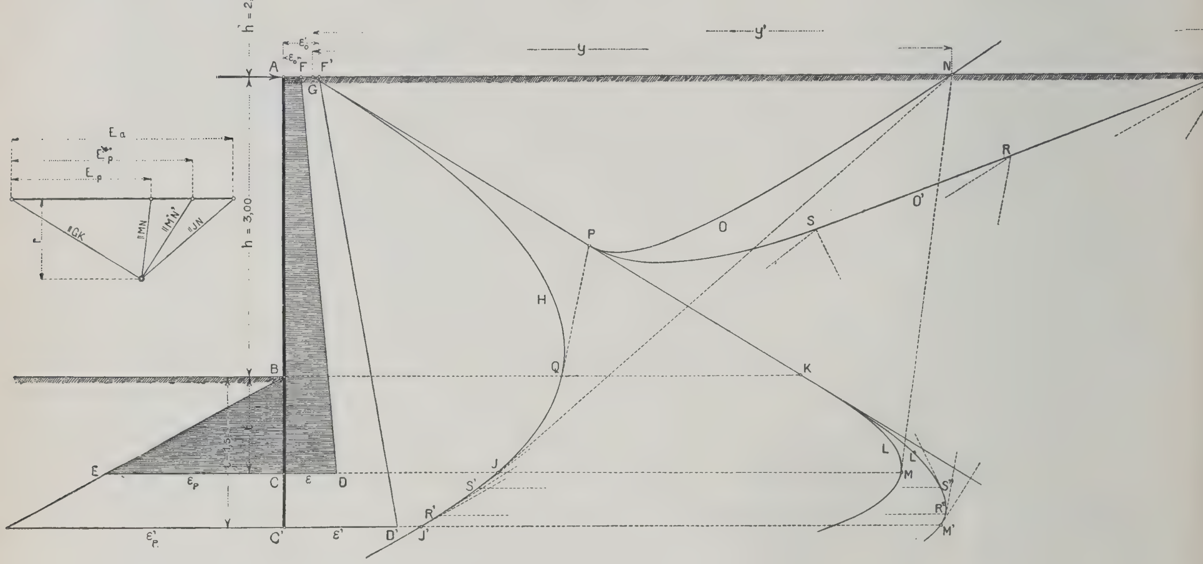


Abb. 113. Bohlwand mit Auflast.

eine Konstante, welche von der Höhe der Überlast abhängig ist. Die Momentengleichung für den Punkt A kann daher geschrieben werden

$$\varepsilon_0 \cdot \frac{(h+t)^2}{2} + c' \cdot \frac{(h+t)^3}{3} - c'' \cdot \frac{t^2}{2} \cdot \left(h + \frac{2}{3}\, t\right) = 0.$$

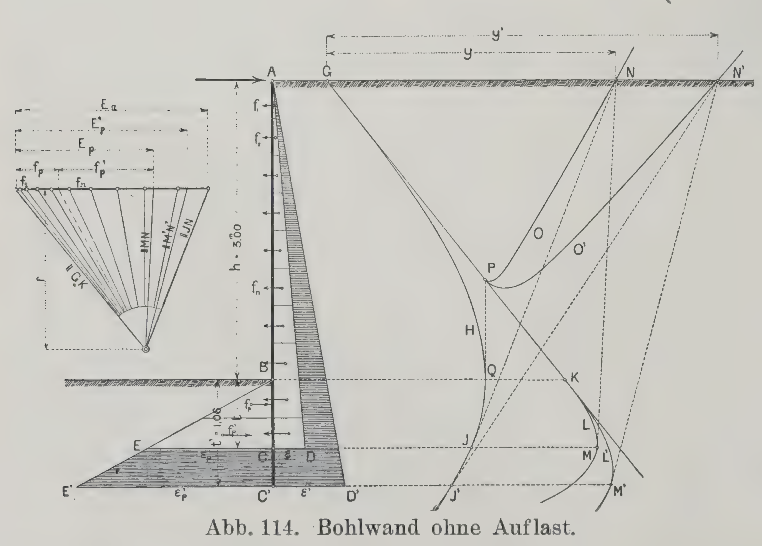


Abb. 114. Bohlwand ohne Auflast.

Zur Bestimmung der kleinsten notwendigen Rammungstiefe dient daher diese kubische Gleichung. Im allgemeinen wird man diese Ermittlung der Rammungstiefe auf dem zeichnerischen Wege einfacher ausführen, wie dies in der Abb. 113 mit Auflast, in der Abb. 114 ohne Auflast zu sehen ist. Um einen Vergleich mit der Mindestrammtiefe und jener bei zweifacher Sicherheit zu erhalten, ist die Lösung für beide Fälle durchgeführt. Es sind also einmal die wahrscheinlichen aktiven Erddrücke und ein zweites Mal

die mit 2 multiplizierten aktiven Erddrücke in Rechnung gestellt worden. In der Abb. 114 wurde zunächst die auf 1 m Wandtiefe berechnete Druckfigur $ABCD$ nach unten als unbegrenzt angenommen und in verschiedene Streifen zerlegt. Die Inhalte dieser Streifen, die als Kräfte aufzufassen sind, sind mit f_1, f_2 bis f_n bezeichnet, und wurde mit diesen Kräften das Seileck $GHJJ'$ gezeichnet, und zwar mit dem beliebigen Polabstand r. Nunmehr wurde auch die Druckfigur des passiven Erddrucks BCE in verschiedene Streifen zerlegt, deren Inhalt als Kräfte f_p aufgefaßt und mit diesen Kräften, im Punkt G beginnend, ein zweites Seileck $GKLM$ mit dem gleichen Polabstand gezeichnet. An beide Seilecke wurden in verschiedenen Tiefen Tangenten gelegt und schließlich die Rammungstiefe aus der Beziehung bestimmt, daß der Schnittpunkt zweier Tangenten im Falle des Gleichgewichts auf der Wagerechten durch den Punkt A liegen muß. Diese Bedingung folgt aus der Überlegung, daß das Moment der aktiven und passiven Kräfte für den Punkt A gleich Null sein muß, daß also, wenn beide Seilecke mit gleichen Polabständen gezogen sind, die Schlußlinien derselben auf der Wagerechten durch A die gleiche Strecke abschneiden müssen. In der Abb. 114 ist auch für den Fall der zweifachen Sicherheit die zeichnerische Bestimmung der Rammungstiefe in der Art durchgeführt, daß das Seileck für die aktiven Kräfte beibehalten wurde, während die passiven Kräfte in halber Größe des rechnungsmäßigen Wertes eingeführt wurden. Die Schnittpunkte der Tangenten an beiden Seilecken in verschiedenen Tiefen liefern eine Kurve PON bezw. $PO'N'$, deren Schnittpunkt mit der Wagerechten durch A diejenigen Tangenten bestimmt, welche die Seilecke in der gesuchten Rammungstiefe t' berühren.

Die Ermittlung der Rammtiefe an Bohlwänden läßt sich wesentlich vereinfachen, wenn zur Berechnung des Erddrucks die für lotrechte, glatte Wände und wagerechtes Gelände gültige Formel benutzt wird

$$E = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 \pm \frac{\varphi}{2}\right),$$

worin das $+$-Zeichen für den passiven und das $-$-Zeichen für den aktiven Erddruck gilt. Mit den in der Abb. 115 eingetragenen Bezeichnungen für ein Bohlwerk mit Auflast findet man

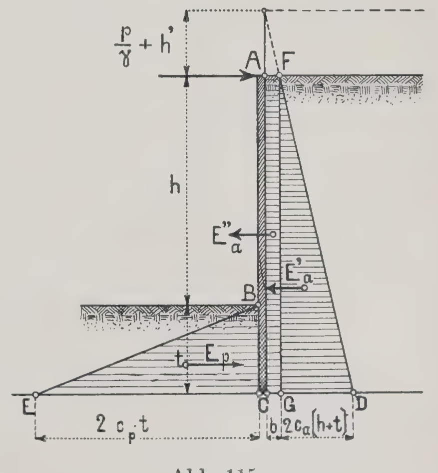


Abb. 115.

$$E_a' = \frac{1}{2}\gamma \cdot (h+t)^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

als den Teil der Belastungsfläche der Wand, welcher durch das Dreieck FGD dargestellt ist. Wenn

$$c_a = \frac{1}{2}\gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

wird

$$E_a' = c_a \cdot (h+t)^2.$$

Ferner

$$E_a'' = b \cdot (h+t)$$

als den Teil der Belastungsfläche, welcher durch das Rechteck $ACGF$ der Abb. 115 dargestellt ist. Ist nun die Höhe des über dem Ankerpunkte A gelegenen

Teiles des Bohlwerks h' und die für das Einheitsgewicht des Erdreichs berechnete Belastungshöhe $\frac{p}{\gamma}$, so verhält sich

$$\frac{\frac{p}{\gamma} + h'}{b} = \frac{h + t}{2\, c_a \cdot (h + t)}$$

und

$$b = 2\, c_a \cdot \left(\frac{p}{\gamma} + h'\right) \cdot$$

Die Größe des passiven Erddrucks bei einer Rammungstiefe t ist:

$$E_p = \frac{1}{2}\, \gamma \cdot t^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot$$

Wenn

$$c_p = \frac{1}{2}\, \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right),$$

wird

$$E_p = c_p \cdot t^2.$$

Wenn i der Sicherheitsgrad der Konstruktion ist, so müssen alle aktiven Kräfte mit dem i-fachen Betrag in Rechnung gestellt werden.

Die Gleichgewichtsgleichung für den Punkt A lautet daher

$$i\left[E_a' \cdot \frac{2}{3}(h + t) + E_a'' \cdot \frac{1}{2}(h + t)\right] = E_p \cdot \left(h + \frac{2}{3}\, t\right)$$

und durch Einsetzen der früher gefundenen Werte für E

$$i\left[\frac{2}{3}\, c_a \cdot (h + t)^3 + \frac{b}{2}\,(h + t)^2\right] = c_p \cdot \left(h \cdot t^2 + \frac{2}{3}\, t^3\right).$$

Diese Gleichung, aus der t mittels Rechnung gefunden werden kann, läßt sich auf folgende Form umwandeln

$$\frac{2}{3}\, c_a \left(\frac{h + t}{t}\right)^3 + \frac{b}{2}\left(\frac{h + t}{t}\right)^2 \cdot \frac{1}{t} \cdot \frac{h}{h} = \frac{c_p}{i}\left(\frac{h}{t} + \frac{2}{3}\right);$$

setzt man $\frac{h + t}{t} = x$ und $\frac{h}{t} = x - 1$, so wird

$$x^3 + \frac{3}{4} \cdot \frac{b}{c_a \cdot h} \cdot x^2 \cdot (x - 1) = \frac{c_p}{2 \cdot i \cdot c_a} \cdot (3\, x - 1).$$

Nach Einführung von Konstanten A und B

$$A = \frac{3}{4} \cdot \frac{b}{c_a \cdot h} = \frac{3}{4}\, \frac{2\, c_a\left(\frac{p}{\gamma} + h'\right)}{c_a \cdot h} = \frac{3}{2}\, \frac{\frac{p}{\gamma} + h'}{h}$$

$$B = \frac{c_p}{2\, c_a} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{\operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

erhält die Gleichung folgende einfache Form

$$x^3 (1 + A) - A\, x^2 = B\,(3\, x - 1).$$

Die Werte A sind nur abhängig von den gegebenen Höhenverhältnissen des Bohlwerks und der Auflast; die Werte B sind Funktionen des als bekannt angenommenen natürlichen Böschungswinkels des Erdreichs. Um diese Gleichung zeichnerisch zu lösen, setzt man

$$y = x^3 (1 + A) - A\, x^2$$
$$z = B\,(3\, x - 1).$$

Die Werte von y stellen die Ordinaten von kubischen Parabeln dar, welche für bestimmte Werte $\frac{\frac{p}{\gamma}+h'}{h}$ berechnet werden können. In der zeichnerischen Tabelle (Abb. 116) sind diese Kurven für die in der Praxis meist vorkommenden Werte $A = 0$ bis 4 aufgetragen. Die Werte z stellen die Ordinaten der geraden Linien dar, welche

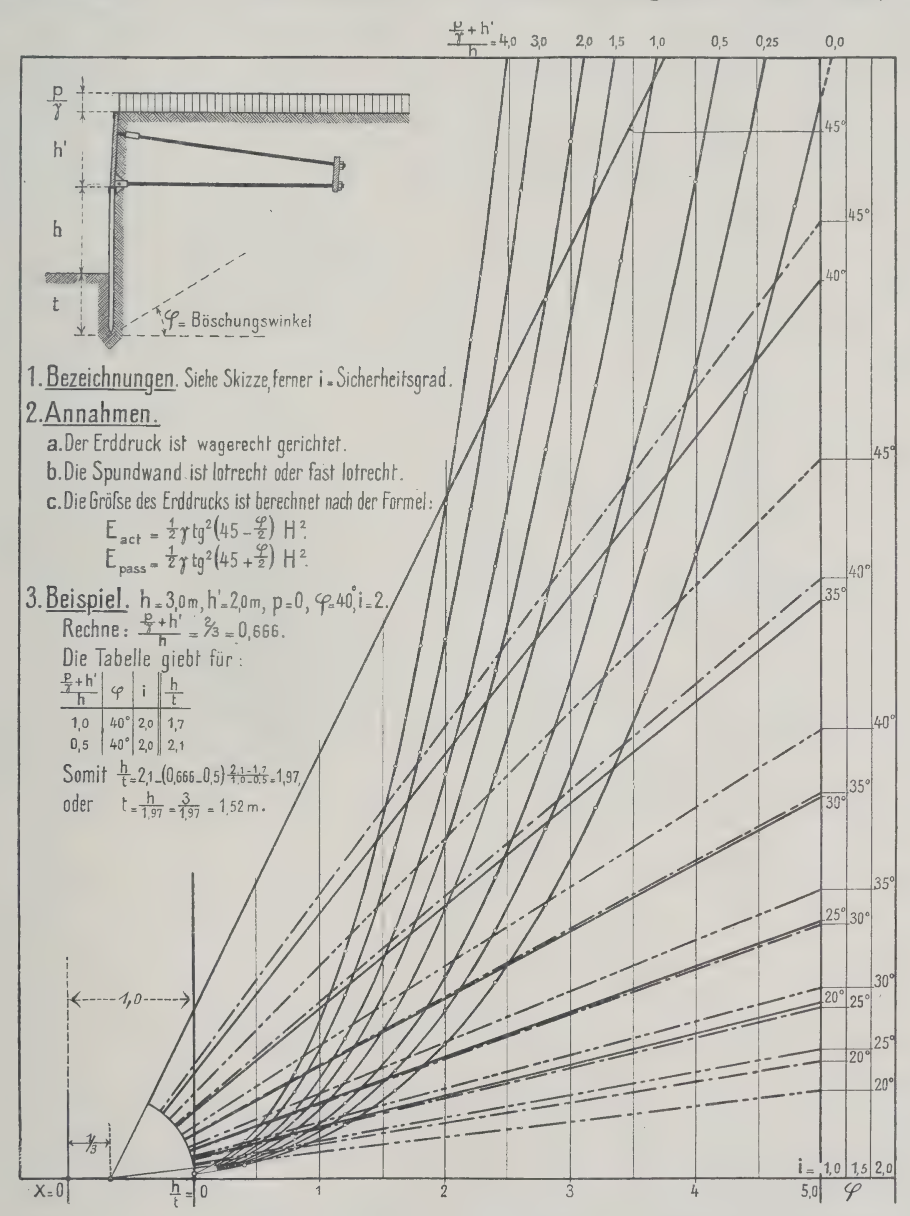


Abb. 116. Tabelle für die Ermittlung der Rammtiefe für verankerte Bohlwände.

in der Tabelle für die Werte $\varphi = 20°$ bis $\varphi = 40°$ und die Sicherheitsgrade $i = 1$ bis $i = 2$ berechnet und aufgetragen sind. Sucht man für bestimmte Höhen- und Böschungsverhältnisse des Bohlwerks den Wert x, so findet man ihn als Schnittpunkt der beiden

Kurven $y = x^3(1 + A) - A x^2$ und $z = B(3x - 1)$. Hiernach findet man den Wert $\frac{h}{t} = x - 1$ und $t = \frac{h}{x - 1}$. In der Abb. 116 ist ein Beispiel beigegeben.

Was die Bestimmung der Querschnittsabmessungen des zur Bohlwand verwendeten Materials anbelangt, so hat diese am besten für die i-fache Belastung und für die dementsprechende Druckverteilung zu erfolgen. Es kann in diesem Falle die rechnungsmäßige Beanspruchung wesentlich über das zulässige Maß gesteigert und gewählt werden; dieselbe soll nur innerhalb der Festigkeitswerte des Materials liegen. Da bei

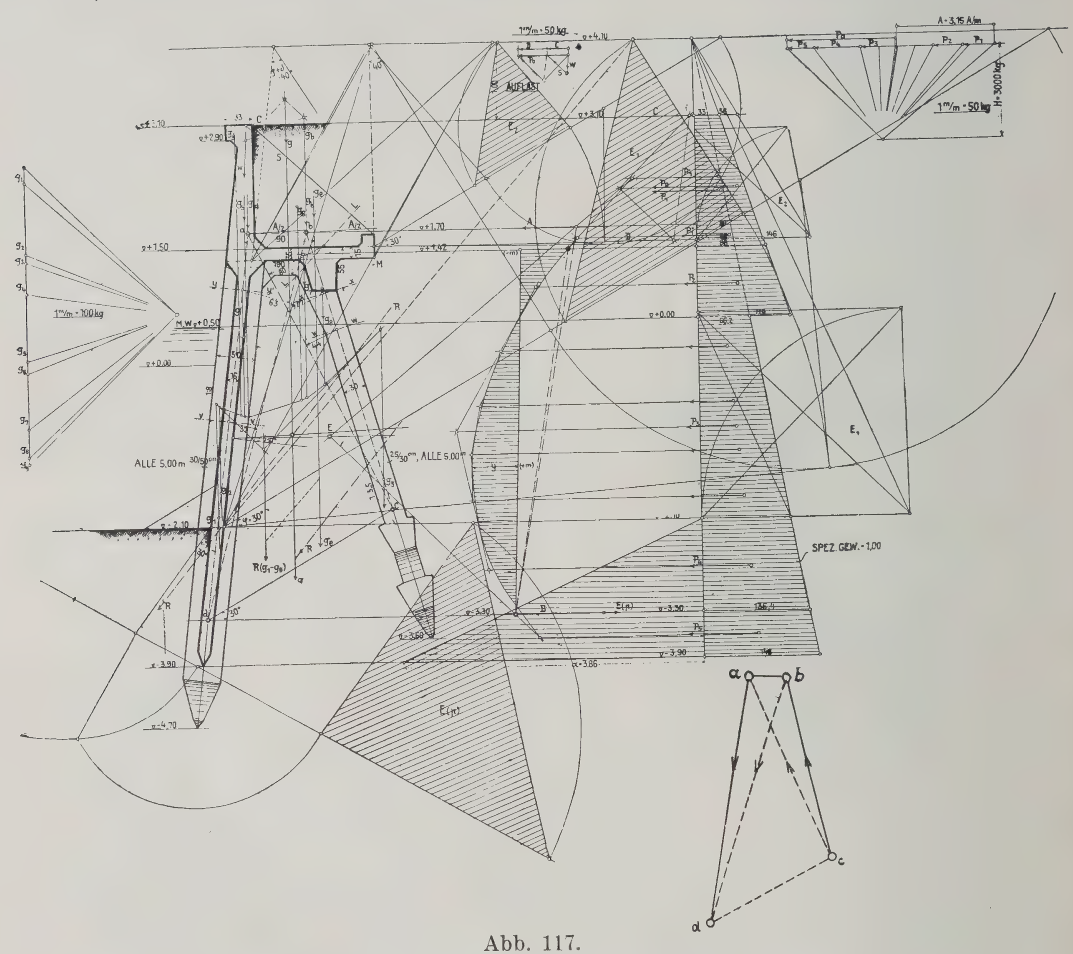


Abb. 117.
Zeichnerische Untersuchung der Eisenbetonmauer zu Malchin.

der wirklichen Belastung der Angriffspunkt der passiven Kraft höher rückt, so wird die für das Biegungsmoment maßgebende Stützweite gleichzeitig mit der Belastung kleiner. Die Spannung nimmt also in höherem Maße ab als die Belastung. Den ungefähren Wert der wirklichen Biegungsspannung wird man erhalten, wenn man bei 1,5- bis 2facher Sicherheit den Stützpunkt der Erdreaktion in einer Tiefe von 0,5 bis 0,6 t annimmt. Oft wird die Spundwand mit ihrer Spitze in viel festeres Erdreich zu stehen kommen, als zur Hinterfüllung verwendet wird. In diesem Falle wird man für den passiven Erddruck einen größeren Böschungswinkel einführen als für den aktiven Erddruck.

Als ein Beispiel zu Punkt 4 S. 403 möge die statische Untersuchung der Eisenbetonvorsetze in Malchin i. M. erörtert werden, wie sie von Ing. Deimling der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. durchgeführt wurde. Dieses Bauwerk besteht aus Böcken in Entfernungen von 4,97 m als Unterbau, auf welchen Böcken eine Winkelstützmauer ruht. In Fortsetzung der oberen Stirnwand dieser Winkelstützmauer wurden gegen abwärts bis zu einer Tiefe von 1,80 m unter die Flußsohle stehende Eisenbetonplatten versetzt von einer Breite von 0,934 m und einer Stärke von 16 cm. Diese Eisenbetonplatten sind sowohl gegenseitig, als auch mit den vorderen Eisenbetonpfählen verzahnt. Jeder Bock besteht aus einem vorderen Druckpfahl 30 × 50 cm und einem rückwärtigen schrägen Zugpfahl 25 × 30 cm. Die jeweilige Rippe der Winkelstützmauer befindet sich immer in der Ebene dieses Bockes.

Die statische Untersuchung ist für einen Bock durchgeführt unter Zugrundelegung folgender Werte:

spez. Gewicht der Erde über Mittelwasser 1800 kg/m³,
spez. Gewicht der Erde unter Mittelwasser 1000 kg/m³,

natürlicher Böschungswinkel $\varphi = 30°$, Reibungswinkel zwischen Erdreich und Beton $\delta = 10°$, Eigengewicht des Betons über Wasser 2400 kg/m³, unter Wasser 1900 kg/m³, Auflast 1800 kg/m³ gleich 1 m Druckhöhe.

Wie aus Abb. 117 zu sehen ist, wurde vorerst der Erddruck auf die durch M senkrechte Ebene nach dem bekannten zeichnerischen Verfahren ermittelt, und ist das entsprechende Erddruckdreieck in E_1 zu sehen. Dieses Erddruckdreieck wurde auf die gesamte Höhe der Stirnwand aufgeteilt, wobei zu berücksichtigen ist, daß das spez. Gewicht der Erde unter Mittelwasser von 1,8 t/m³ auf 1 t/m³ herabsinkt, daher auch dort ein Sprung in den Erddruckordinaten ersichtlich ist. Ebenso wurde auch das Erddruckdreieck des passiven Erddrucks zeichnerisch ermittelt; dieses ist in E_p zu sehen.

a) Berechnung des Bockgerippes.

Dasselbe ist in der Abb. 117 zu sehen. Es ist nun zu untersuchen, welche Kräfte in diesem schematisch gezeichneten Gerippe auftreten. Das auf eine senkrechte Ebene umgezeichnete Erddruckdreieck wurde in einzelne Kräfte aufgelöst, und zwar:

$$P_1 = \frac{0,33 + 0,88}{2} \cdot 1,68 = 1,016 \text{ t für 1 m}$$

$$P_2 = \frac{0,88 + 1,19}{2} \cdot 0,92 = 0,953 \quad " \quad "$$

$$P_3 = \frac{0,662 + 1,14}{2} \cdot 2,60 = 2,340 \quad " \quad "$$

$$P_4 = \frac{1,14 + 1,364}{2} \cdot 1,20 = 1,505 \quad " \quad "$$

$$P_5 = \frac{1,364 + 1,48}{2} \cdot 0,60 = 0,853 \quad " \quad "$$

$$\Sigma P = 6,667 \text{ t für 1 m.}$$

Aus diesen wagerecht wirkenden Kräften P wurde das zugehörige Seilvieleck gezeichnet. Alle diese Kräfte erzeugen in den Punkten a, b und d des Gerippes Auflagergegenkräfte, welche sich durch Zeichnen der Schlußlinie ergeben mit $A = 3,15$ t für 1 m und B (von P_2 bis P_5) $= 3,475$ t für 1 m. Diesem Auflagerdruck B entspräche eine Endordinate des entgegenwirkenden Erddruckdreiecks von $\alpha = \frac{3,475 \cdot 2}{1,8} = 3,86$ m.

Der passive Erddruck beträgt

$$E_2 = \frac{3{,}38 \cdot 3{,}35}{2} \cdot 1{,}0 = 5{,}66 \text{ t für } 1 \text{ m},$$

daher

$$E_2 > B \text{ und } \frac{E_2}{B} = 1{,}63 = s > 1.$$

Es wurden ferner die Gewichte der einzelnen Bauwerkteile ermittelt

$g_1 = 0{,}30 \cdot 0{,}50 \cdot 5{,}0 \cdot 1{,}4$ . . . . = 1,05 t auf 5 m Mauerlänge
$g_2 = 0{,}16 \cdot 4{,}70 \cdot 4{,}36 \cdot 1{,}4$ . . . . = 4,58 „ „ 5 „ „
$g_3 = 0{,}19 \cdot 0{,}24 \cdot 5{,}0 \cdot 2{,}4$ . . . . = 0,55 „ „ 5 „ „
$g_4 = (0{,}30 \cdot 0{,}50 + 0{,}16 \cdot 4{,}70) \cdot 0{,}93 \cdot 2{,}4$. = 2,01 „ „ 5 „ „
$g_5 = \frac{0{,}33 + 0{,}12}{2} \cdot 1{,}6 \cdot 5{,}0 \cdot 2{,}4$ . . . . = 4,32 „ „ 5 „ „
$g_6 = \frac{0{,}15 + 1{,}60}{2} \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}53 \cdot 2{,}4$ . . . = 0,80 „ „ 5 „ „
$g_7 = 5{,}00 \cdot 2{,}00 \cdot 0{,}15 \cdot 2{,}4$ . . . . = 3,60 „ „ 5 „ „
$g_8 = (0{,}4 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}9 + 4{,}75 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}40) \cdot 2{,}4$ = 1,86 „ „ 5 „ „
$g_9 = 4{,}40 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}30 \cdot 1{,}4$ . . . . = 0,46 „ „ 5 „ „
$g_\varepsilon = 1{,}53 \cdot 1{,}60 \cdot 1{,}8 \cdot 4{,}75$ . . . . = 21,20 „ „ 5 „ „

$G = \sum_1 g = 40{,}43$ t auf 5 m Mauerlänge

oder auf 1 m Mauerlänge = 8,086 t. Hierin bezeichnen g_1 das Gewicht des Druckpfahls unter Wasser, g_2 das Gewicht der Spundwand unter Wasser, g_3 das Gewicht des Mauergesimses, g_4 das Gewicht des Druckpfahls und der Spundwand über Wasser, g_5 das Gewicht der Stirnwand der Winkelstützmauer, g_6 das Gewicht der Rippe der Winkelstützmauer, g_7 das Gewicht der Fundamentplatte, g_8 das Gewicht des Längs- und Querbalkens unter der Fundamentplatte, g_9 das Gewicht des Zugpfahls, g_ε das Gewicht des über der Fundamentplatte ruhenden Erdkörpers. Dieses G setzt sich mit dem Erddruck E zu einer Resultierenden zusammen, wie in der Abb. 117 ersichtlich $R = 10{,}7$ t für 1 m.

Die Zerlegung der Kräfte in die einzelnen Teile des Bockgerippes ist im Kraftplane (Abb. 118) zu sehen. Das Gesamteigengewicht teilt sich in einen Teil, der in a, und einen anderen, der in b wirkt, $g = g_a + g_b$, $g_a = 2{,}536$ t, $g_b = 5{,}55$ t, $A = 3{,}15$ t; dieses teilt sich in $\frac{A}{2}$ in a und $\frac{A}{2}$ in b, unter dem Reibungswinkel von 10° angreifend.

$\frac{A}{2}$ zerlegt sich jeweils in V_1 (bezw. V_2) = 0,8 t und H_1 (bezw. H_2) = 1,56 t, H_1 wird in Richtung bd und bc zerlegt in

$$Z_2 = 2{,}95 \text{ t} \quad \text{und} \quad D_2 = 2{,}95 \text{ t},$$

$g_b + V_1$ wird zerlegt in $D_d = 2{,}90$ t und $D_b = 2{,}95$ t, H_2 wird in Richtung ad und ac zerlegt in

$$Z_1 = 2{,}90 \text{ t} \quad \text{und} \quad D_1 = 2{,}60 \text{ t},$$

$g_a + V_2$ wird zerlegt in $D_a = 2$ t und

$$D_c = 0{,}65 \text{ t}.$$

Demnach erhalten

$bd = D_d + D_2 = 2{,}90 + 2{,}95 = 5{,}85$ t für 1 m (Druck)
$bc = D_b - Z_2 = 2{,}95 - 2{,}95 = 0{,}00$ „ „
$ad = D_a + D_1 = 2{,}00 + 2{,}60 = 4{,}60$ „ „ (Druck)
$ac = D_c - Z_1 = 0{,}65 - 2{,}90 = -2{,}25$ t „ (Zug).

Für diese in der Richtung ac wirkende Zugkraft wurden nun für die Querschnitte LL, xx, ww mit den entsprechenden Hebelarmen von 0,80, 0,477 und 0,44 m die Momente gerechnet und sind die Spannungen nach der Methode für exzentrisch wirkende Kräfte zu ermitteln. Der vordere Pfahl ist nur auf Druck beansprucht.

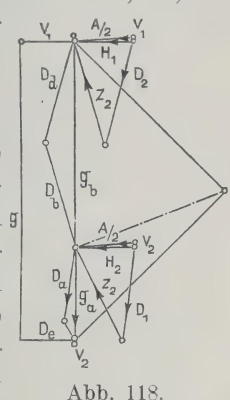


Abb. 118.

b) Berechnung der Winkelstützmauer.

Für diese wurde nach demselben Verfahren das Erddruckdreieck E_2 ermittelt und der Erddruck

$$P_0 = \frac{0{,}56 + 1{,}46}{2} \cdot 1{,}60 = 1{,}62 \text{ t}$$

für 1 m.

Diese Kraft erzeugt wiederum in C und D Gegenkräfte, welche sich zerlegen in $C = 700$ kg und $D = 920$ kg. C zerlegt sich wieder in $W = 600$ kg, welche in der Wandrichtung wirkt, und $S = 875$ kg, welche als Zugkraft von den am äußeren Rande der Rippe liegenden Eisen aufzunehmen ist.

c) Berechnung der Spundwand.

Für die Spundwand ergibt sich infolge der angreifenden Erdkräfte P die Momentenlinie, wie diese in der Abb. 117 ersichtlich ist. Als größtes positives wie auch negatives Moment tritt auf $M = H \cdot y = 1{,}755$ kgm für 1 lfd. m Wand. H bedeutet die Polentfernung im Kraftplane der P.

Abb. 119. Querschnitt und Bewehrungseinzelheiten der Ufermauer zu Malchin.

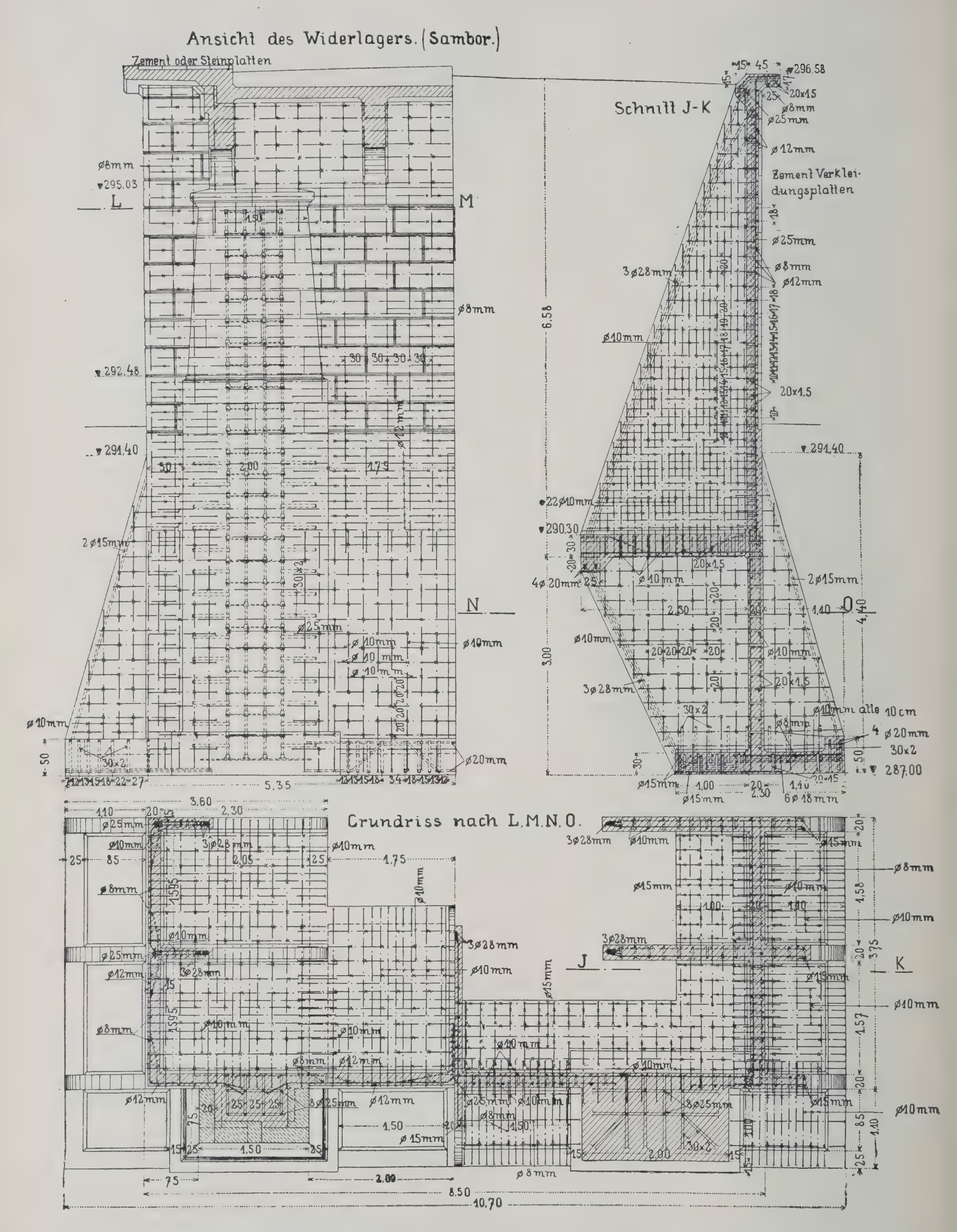


Abb. 120. Ansicht, Grundriß und Querschnitt der Widerlager zu Sambor.

Es wurden hier nur die äußeren Kräfte ermittelt, aus welchen sich dann leicht nach einer der bekannten Methoden die inneren Spannungen ermitteln lassen. In der Abb. 119 sind Einzelheiten und Bewehrungen der verschiedenen Bauwerkteile zu sehen. Beispiele ausgeführter Ufer- und Kaimauern folgen in einem späteren Kapitel, weshalb hier darauf verwiesen wird.

V. Widerlager von Tragkonstruktionen.

Ein großes Anwendungsgebiet des Mauerwerkbaues bilden die Widerlager und die später zu beschreibenden Zwischenpfeiler von Tragkonstruktionen.

Die Widerlager von Tragkonstruktionen kann man im allgemeinen nach drei Gesichtspunkten einteilen: 1. Widerlager, welche an und für sich standfest sein müssen und auf denen die Tragkonstruktion, sei es nun Eisenbeton oder reine Eisenkonstruktion, frei aufgelagert erscheint. 2. Solche Widerlager, in welche die Tragkonstruktion eingespannt ist. Hier wirkt das Widerlager statisch bei der Formänderung des Tragwerks mit; natürlich kann hier nur ein Eisenbetontragwerk in Betracht kommen. 3. Endlich Widerlager, welche infolge hoher Überschüttungen zu äußerst starken Ausmaßen kommen würden, falls sie aus Stampfbeton oder Bruchstein ausgeführt würden, und bei welchen man die Hinterfüllung ausläßt und einfache Hohlräume hinter dem Widerlager anordnet.



Abb. 121. Lichtbild der Widerlager in Sambor.

1. Widerlager für frei aufgelagerte Tragkonstruktionen. Diese Widerlagerform ist im allgemeinen nach der Form der Winkelstützmauern ausgeführt, besteht daher aus der Fundamentplatte, der Wand und den Rippen. Da diese Widerlager zur freien Auflagerung von Tragwerken dienen, so muß die Wand eigens dazu ausgebildet werden. Entweder führt man die Wand entsprechend stärker aus, um der freien Auflagerung genügend Spielraum geben zu können, oder man macht außerhalb der Auflager einen Absatz und führt hinter den Auflagern die Wand nach oben weiter. An einigen Beispielen möge dies erläutert werden.

Widerlager der Überfahrtsbrücke in Sambor (Galizien) (Abb. 120). Im Anschluß an die auf S. 377 bis 382 beschriebene Stützmauer aus Eisenbeton übersetzt die Reichsstraße Sambor—Lemberg auf drei Öffnungen, zu 10 m in Eisenbeton ausgebildet, und einer Öffnung, zu 35 m als eiserner Halbparabelträger ausgebildet, die Gleise unweit der Station Sambor. Wie aus der Abb. 120 zu ersehen ist, dienen für die Auflagerung der Eisenbetonkonstruktion 2 Pfeiler von je 1,5 m Breite und 0,75 m Stärke, welche Pfeiler vor die Eisenbetonwand vorspringen. Diese Pfeiler sind mit 8 Rundeisen von 25 mm Stärke bewehrt. Von der anschließenden Stützmauer unterscheidet sich dieses Widerlager noch dadurch, daß außer der auf der Höhe 290 be-

findlichen Grundplatte noch eine 3 m tiefer angeordnet ist, welche eine Breite von 2,30 m besitzt. Die Anordnung dieser zweiten Grundplatte geschah so, daß die nach unten fortgesetzte senkrechte Wand ziemlich in die Mitte dieser Grundplatte zu liegen kommt. Gleichzeitig wurden bei diesem Widerlager auch zwei Parallelflügel in derselben Weise wie das Widerlager ausgeführt. Beim Widerlager auf der Lemberger Seite, welches zur Auflagerung der Eisenkonstruktion dient, sind an Stelle der Parallelflügel Stirnflügel angeordnet und ist die Ausbildung der anderen Teile in ähnlicher Weise erfolgt wie beim Samborer Widerlager. Diese in Abb. 121 im Lichtbilde zu sehenden Widerlager wurden von der Unternehmung Sosnoswski u. Zachariewicz in Lemberg ausgeführt.

Abb. 122. Querschnitt und Ansicht der Widerlager in Illinois.

Widerlager der Monticellobrücke der Wabash-Eisenbahn in Illinois. Der Querschnitt und die Ansicht dieses Widerlagers sind aus der Abb. 122 ersichtlich. Zu erwähnen wäre, daß die Mauerwerkkubatur dieses Widerlagers nahezu die Hälfte gegenüber eines massiven Betonwiderlagers beträgt. Die Kosten stellen sich nach Angaben der Eisenbahnverwaltung etwa um 47 vH. billiger als die eines gewöhnlichen Mauerwerks, welches denselben Zwecken dient. In der Abb. 123 ist dieses Widerlager im Lichtbilde zu sehen während der Ausführung. In der Abb. 124 ist das fertige Widerlager ersichtlich.

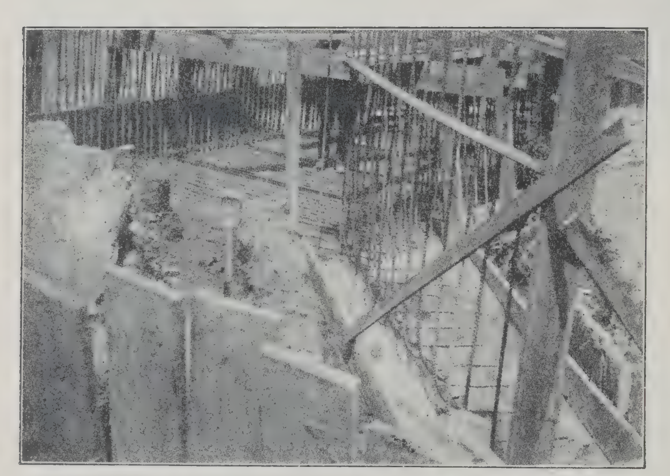


Abb. 123. Widerlager in Illinois während der Ausführung.

Widerlager[1]) bei der Überbrückung des Cahokia Creek für die Illinois-Termenial-Eisenbahn. Die beiden Widerlager stehen 18 m voneinander ab und haben einen 2,10 m hohen Blechträger für die Übersetzung des Gleises zu tragen. Die Höhe dieser Widerlager beträgt 14 m von der Grundplatte bis zur Mauerkrone. Im Anschluß an das eigentliche Widerlager sind beiderseits Stirnflügel angeordnet. Die Länge einschließlich der beiderseitigen Flügelmauern beträgt 36,5 m. Die Vorderseiten der Widerlager und Flügelmauern haben einen Anzug 1 : 24, während die rückwärtigen Seiten senkrecht ausgebildet sind. Die Widerlager sind am Fuße 85 cm und an der Stelle, wo die Blechträger der Brücke aufliegen, 40 cm stark. Jedes Widerlager ruht auf einer 75 cm hohen, durch gitterförmig angeordnete Stäbe verstärkten Platte, welche

[1]) Zement und Beton 1905 und Eng. Record 1905.

nach rückwärts so verbreitert ist, als wäre das Widerlager voll aus Stampfbeton ausgeführt. Vier schräge Rippen von je 60 cm Stärke, deren rückwärtige Seiten im Verhältnis 1 : 4 abgeböscht sind, schließen sich, auf der Grundplatte ruhend, an die Pfeilerwand an. An ihrer rückwärtigen schrägen Fläche sind sie mit zwanzig 32 mm starken Stäben bewehrt, von welchen sich 13 bis zu einer Höhe von 4,8 m, 6 bis zu einer solchen von 7,8 m und die übrigen bis zur Mauerkrone erstrecken. Die Rippen der Flügelmauern sind 45 cm stark und 2,20 m voneinander entfernt. Jede Rippe enthält außerdem 13 mm starke wagerechte Stäbe, welche in zwei Ebenen übereinanderliegend angeordnet sind. Der senkrechte Abstand dieser Stäbe beträgt im unteren Teile der Rippen 30, im oberen Teile 45 cm. An ihren vorderen Enden sind diese Stäbe mit ebenfalls wagerechten Stäben verbunden, welche in der Vorderfläche des Widerlagers liegen. Beide Widerlager ruhen auf einem Pfahlrost, dessen einzelne Pfähle 90 cm Abstand besitzen. Die Pfähle sind unter der Stirnwand und den Rippen angeordnet. Eine 3 m tief herabgehende Betonwand schützt die in vorderster Reihe stehenden Pfähle gegen Unterspülung. In der Abb. 125 ist ein Lichtbild dieser Widerlager zu sehen. Von ähnlich ausgeführten Widerlagern für frei aufliegende Tragkonstruktionen seien noch erwähnt jenes der Brücke über die Sèvre Niortaise zu Taugon, woselbst auch die Parallelflügel in Eisenbeton hergestellt sind, ferner jenes der Forest Park-Brücke zu St. Louis für die Wabash-Eisenbahn, welches zur Auflagerung einer eisernen Eisenbahnbrücke dient, ferner die Widerlager bei Brücken der Chicago-, Burlington- und Quincy-Eisenbahn, jene der Cairobrücke der Illinois Central-Eisenbahn u. a. m.



Abb. 124. Lichtbild der fertigen Widerlager in Illinois.



Abb. 125. Widerlager der Cahokia-Creek-Brücke.

2. Widerlager für eingespannte Tragkonstruktionen. Widerlager, in welche Tragkonstruktionen eingespannt sind, haben den Zweck, dem Biegungsmoment der Tragkonstruktion ein genügend starkes Gegenmoment entgegenzuhalten. Es ist daher einleuchtend, daß solche Widerlager nicht nur auf ihre Standfestigkeit als Winkelstützmauern ausgebildet werden müssen, sondern auch insbesondere bei Tragkonstruktionen größerer Lichtweite eine viel größere Fundamentplatte erhalten müssen, als sie die oben angeführte Standfestigkeit erheischt. Es wird dadurch das Gewicht

der über der Fundamentplatte befindlichen Erdmassen und ebenso auch der Abstand ihres Schwerpunkts von der Innenkante des Widerlagers und dadurch auch das Gegenmoment bedeutend vergrößert. Die einzelnen Rippen müssen in der Verlängerung der

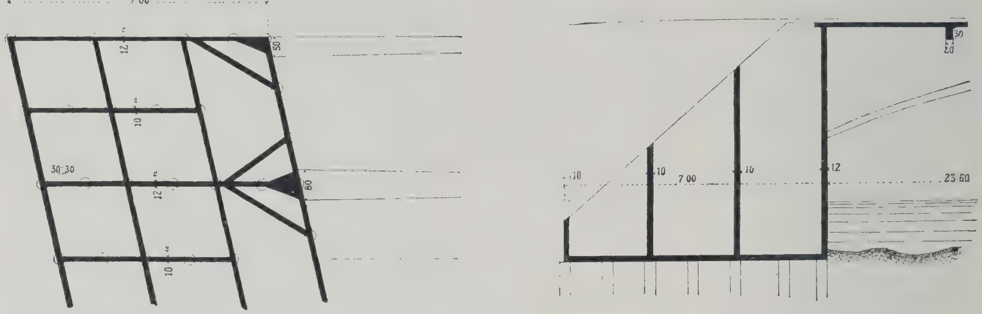


Abb. 126. Schematischer Grundriß und Querschnitt des Widerlagers der Straßenbrücke über die Schwechat.

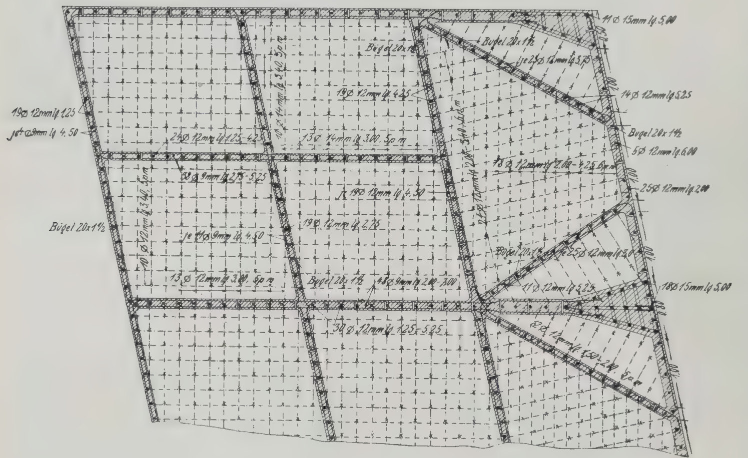


Abb. 127. Bewehrungsplan des Widerlagers bei Baden.

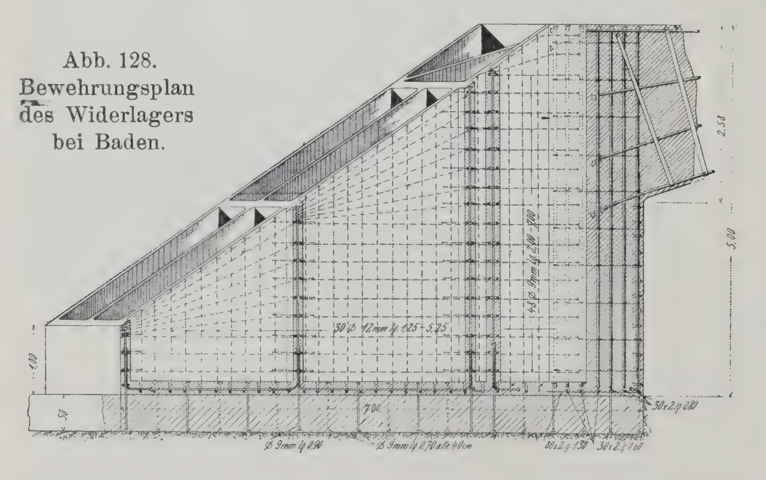


Abb. 128. Bewehrungsplan des Widerlagers bei Baden.

Betontragbalken der Tragkonstruktion liegen, um dadurch eine solide Einspannung zu ermöglichen. Als ausgeführte Beispiele dieser Widerlagerart seien erwähnt:

Die Widerlager der Straßenbrücke über die Schwechat in Baden bei Wien. Dieses in der Abb. 126 schematisch dargestellte Widerlager hat eine Breite von 12 m und eine Fundamentplatte von einer Länge von 7 m, das Eisenbetontragwerk eine Lichtweite von 23,60 m. In den Abständen der Tragbalken, etwa 4 m, sind auch die Hauptrippen im Widerlager angeordnet und haben eine Stärke von 12 cm. Im Widerlager befinden sich außer der Abschlußwand noch drei senkrechte Wände von 12 cm Stärke. Zwischen je zwei Hauptrippen wurde noch je eine sekundäre Rippe von 10 cm Stärke errichtet. Zur Absteifung der Abgrenzungswand und auch um eine bessere Einspannung zu ermöglichen, wurde die senkrechte Abschlußwand des

Widerlagers an der Einmündungsstelle der Tragbalken mit zwei schiefen Rippen versehen und außerdem die Hauptrippe dreieckartig erweitert, wie dies in Abb. 127 zu sehen ist. Das ganze Widerlager macht den Eindruck eines schachbrettartig ausgeführten Gerippes und dient dies dazu, um ein gleichmäßiges Mitarbeiten bei der Formänderung zu ermöglichen bezw. zu erleichtern. Die Bewehrung der verschiedenen Teile ist aus den Abb. 127 u. 128 zu ersehen. In nebenstehendem Lichtbilde (Abb. 129) ist ein Teil des noch nicht ganz fertigen Widerlagers zu sehen. Diese Widerlager sowie auch die damit eingespannte Tragkonstruktion wurden von der Bauunternehmung Ed. Ast u. Cie. in Wien im Jahre 1900 hergestellt.

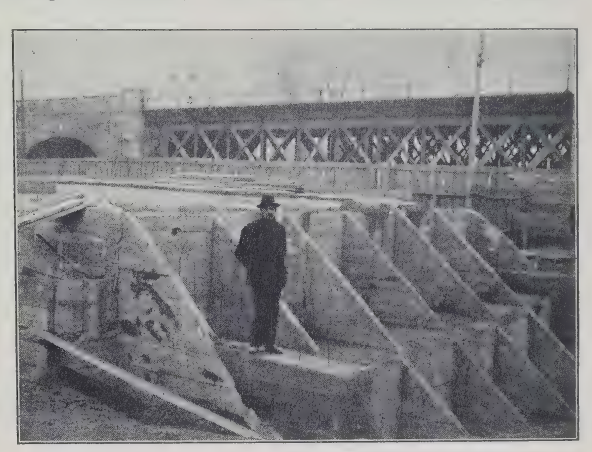


Abb. 129. Lichtbild des Widerlagers bei Baden.

Abb. 130. Querschnitt und Grundriß des Widerlagers am Quai Debilly.

Eine ganz sonderbar ausgebildete Form des Widerlagers einer eingespannten Tragkonstruktion sind die Widerlager der Brücke am Quai Debilly, im Anschlusse an die auf S. 376 beschriebenen Stützmauern aus Eisenbeton. Dieses in Abb. 130 dargestellte Widerlager besteht wieder aus einer senkrechten Stirnwand von 14 cm Stärke und 6,70 m Höhe, aus einer über die ganze Widerlagerbreite von 30 m gehenden Sohlplatte von einer

Tiefe von 80 cm und den entsprechenden Rippen, welche in der Mitte zwischen den Tragbalken angeordnet wurden. In der Verlängerung der Achse der Tragbalken der Tragkonstruktion befinden sich die Hauptrippen, welche nach Abb. 130 durchbrochen sind und welche sich an das rückwärtige Erdreich mittels einer schwach geneigten

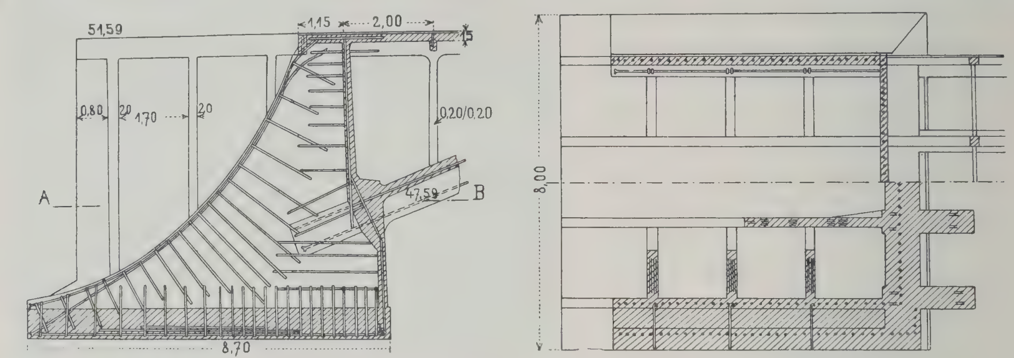


Abb. 131. Querschnitt und Grundriß des Widerlagers zu Châtellerault.

Wand stützen; diese zweite, 3 m hohe Eisenbetonwand wurde mit den früher beschriebenen Rippen mittels einer zweiten Sohlplatte, welche sich ungefähr 3,50 m oberhalb der früheren Sohlplatte befindet, innig verbunden. Diese Widerlager, wie überhaupt das ganze Bauwerk am Quai Debilly, wurden von Hennebique im Jahre 1900 ausgeführt.

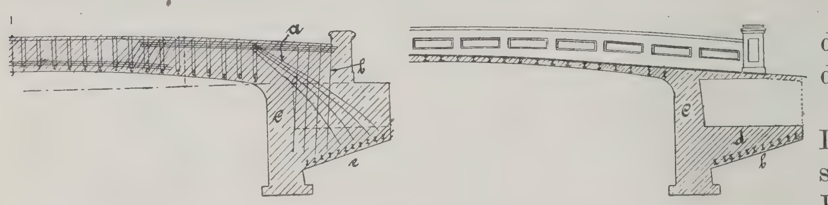


Abb. 132. Querschnitt der Widerlager zu Memphis.

Widerlager der Brücke über die Vienne bei Châtellerault. Das Widerlager besteht aus 4 Rippen in Eisenbeton, welche wieder in der verlängerten Achse der Tragbalken der Brücke sich befinden und welche den Druck auf die aus Eisenbeton hergestellte Grundplatte zu übertragen haben. Nach außen sind die Widerlager durch eine 12 cm starke Eisenbetonplatte abgeschlossen. Die Hohlräume des Widerlagers sind mit Hinterfüllungsmaterial ausgefüllt. In der Abb. 131 ist das Widerlager dieser Brücke im Grundriß und Querschnitt zu sehen.

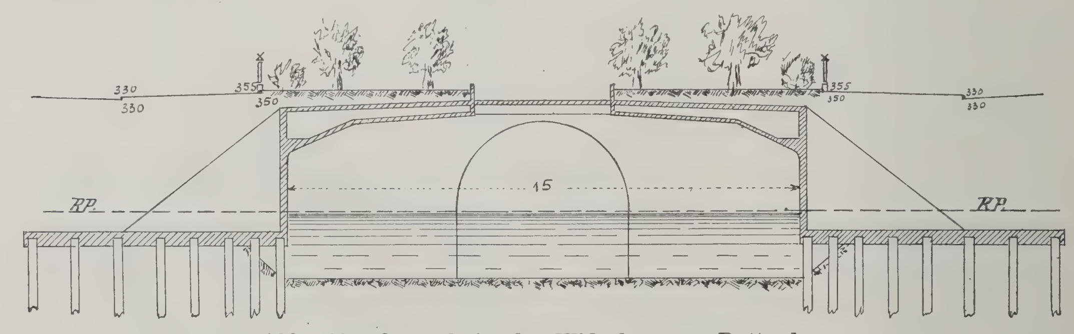


Abb. 133. Querschnitt der Widerlager zu Rotterdam.

Eine interessante Ausbildung der Widerlager einer eingespannten Eisenbetonbalkenbrücke wurde bei einer 9,3 m breiten Straßenbrücke zu Memphis, Tenn., V. St. A. ausgeführt. Daselbst sind die eingespannten Balken durch 38 mm starke,

nach unten auseinandergehende und schwach abgebogene Stäbe *a* (Abb. 132) in dem Widerlager verankert, in welchem außerdem noch steil aufgerichtete schwache Eisenbahnschienen *b* eingebettet sind. Zwischen den hinteren Enden der eingespannten Balken sind die Widerlager, wenigstens in ihrem oberen Teile, hohl, bestehen daher hier lediglich aus einer Stützmauer *c* und einem nach rückwärts gelegenen, einseitig eingespannten Balken *d*, der in seinem unteren Teile durch in die Balkenwiderlager hineinreichende Eisenbahnschienen *e* verstärkt ist.

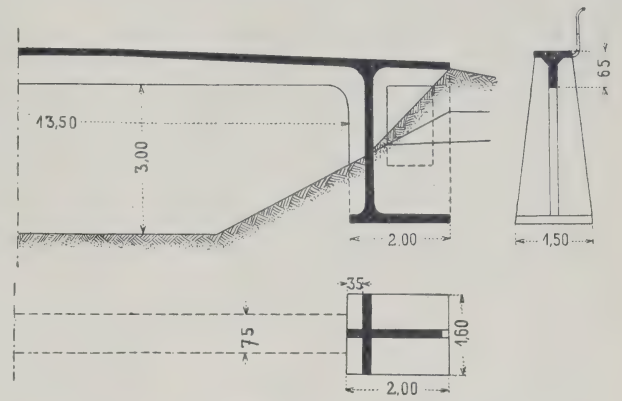


Abb. 134. Widerlagerausbildung in Ranigsdorf.

Ein anderes Beispiel einer eingespannten Plattenbalkenkonstruktion ist in Abb. 133 zu sehen. Es stellt die Ausweichstelle des Tunnels unter dem Großen Markt in Rotterdam vor, der als überdeckter Einschnitt ausgeführt wurde. Hier sind die Widerlager als einfache Winkelstützmauern ausgeführt worden, deren Sohlplatte in ziemlich mächtigen Ausmaßen ausgeführt erscheint und auf hölzernen Pfählen ruht.

Zum Schlusse dieser Widerlagerform soll der zierliche Eisenbetonsteg in Ranigsdorf bezw. dessen Widerlager erwähnt werden, wie derselbe von der Unternehmung

Abb. 135. Widerlagerausbildung des Viaduktes Chauderon—Montbenon.

Schittenhelm u. Söhne ausgeführt wurde. Wie aus der Abb. 134 zu ersehen, hat der Steg eine Lichtweite von 13,50 m und besteht nur aus einem einzigen Tragbalken, welcher in die Widerlager eingespannt ist. Dieses Widerlager besteht wieder aus der Stirnwand der Sohlplatte und der in der Achse des Tragbalkens liegenden, vor die Stirnwand tretenden, hinter derselben durchbrochenen Rippe. Von anderen ausgeführten Widerlagern dieser Art seien erwähnt jene der Straßenbrücke zwischen Wolfurt und Kennelbach (Plattenbalkenkonstruktion), jene der am rechten, als auch am linken Moselufer befindlichen gewölbten Flutbrücken bei Moulins-Metz, jene der Rijkswaterstaatbrücke mit Böschungsflügeln (Plattenkonstruktion), jene beim Tunnel des Rangierbahnhofes der Holländischen Eisenbahngesellschaft zu Watergraafsmer bei Amsterdam (Plattenbalkenkonstruktion), jene der gewölbten Melanbrücke über die östliche Singelgracht bei Utrecht, wobei die Grundplatte auf schief geschlagenen Holzpfählen aufruht, jene der gewölbten Brücke über die Aisne bei Soissons, jene der Brücke über die Bormida bei Altare in Italien, jene der gewölbten Eisenbahnbrücke zu Belvidere in Amerika, jene der Lake Parkbrücke, der Eisenbahnbrücke bei Vulcanite, der Newark-Parkbrücke, der gewölbten Eisenbahnbrücke für die Kansas-City-Mexiko- und Orienteisenbahn und der Eindeckung des River Roch in Amerika und endlich jene der gewölbten Straßenbrücke in Manila auf den Philippinen u. v. a.

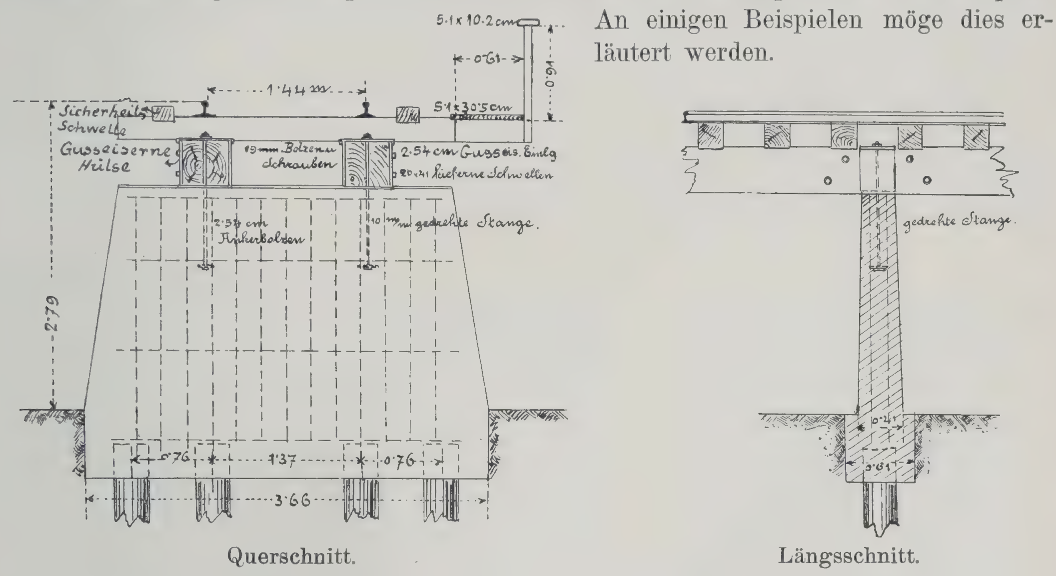
3. Ausbildung hoher Widerlager. Als eine hierher gehörige Widerlagerausbildung sei erwähnt das Widerlager auf der Montbenonseite des in Eisenbeton hergestellten Viadukts Chauderon—Montbenon, der nach den Plänen Prof. Melans von der Unternehmung de Vallière, Simon u. Cie. ausgeführt wurde. Dieses Widerlager schließt mittels konkav gekrümmter Flügelmauern aus Stampfbeton an das Terrain an. Diese Mauern sind ziemlich hoch und lang und mußten hier auch tiefer auf Pfeilern gegründet werden. Um diese hohen Mauern nicht dem Erddrucke einer Hinterfüllung auszusetzen, wurde die ganze Fahrbahnplatte über den Widerlagern hohl gelegt. Sie wird von bewehrten Betonbalken getragen, welche auf schlanken, mit Rundeisen bewehrten Betonpfeilern aufliegen. Die Ausbildung der verschiedenen Balken und des Widerlagers ist aus Abb. 135 ersichtlich. Die Bewehrung der in dieser Abbildung gezeichneten Längsträger besteht, und zwar:

							die der Querträger				
S	aus	6 Rundeisen	zu	35 mm	Stärke	P	aus	4 Rundeisen	zu	20 mm	Stärke
S_1	„	4 „	„	34 „	„	P_1	„	4 „	„	21 „	„
S_2	„	4 „	„	38 „	„	P_2	„	4 „	„	23 „	„
S_3	„	6 „	„	37 „	„	P_3	„	4 „	„	18 „	„
S_4	„	4 „	„	38 „	„	P_4	„	4 „	„	15 „	„
S_5	„	4 „	„	32 „	„	P_5	„	4 „	„	32 „	„

VI. Zwischenpfeiler von Tragkonstruktionen.

Zwischenpfeiler haben den Zweck, Tragkonstruktionen ein Auflager zu bieten und den Auflagerdruck auf den festen Untergrund zu übertragen. Ist die Tragkonstruktion über dem Zwischenpfeiler frei gelagert oder geht sie über den Pfeiler kontinuierlich hinweg, so treten meistens nur Normalkräfte auf; ist die Tragkonstruktion hingegen in den Zwischenpfeilern eingespannt, sei es nun in Balken- oder in Bogenform, so treten in diesem Zwischenpfeiler bei den verschiedenen Belastungen auch Zugspannungen auf, und man sieht sich genötigt, ein Baumaterial für diese Zwischenpfeiler zu verwenden, welches Zugspannungen aufnehmen kann. Hierzu eignet sich wieder ganz vorzüglich der Eisenbeton. Auch bei frei aufgelagerten und kontinuierlichen

Tragkonstruktionen verwendet man für die Zwischenpfeiler immer mehr und mehr den Eisenbeton und spart dadurch ganz bedeutend an Mauervolumen. Bei der letzteren Art löst man den Zwischenpfeiler in zwei oder in eine Reihe von Eisenbetonständern auf, welche den Auflagerdruck mittels einer Fundamentplatte auf den festen Untergrund übertragen. Zur besseren Versteifung werden diese Ständer gegenseitig durch wagerecht angeordnete Balken verbunden, welche Versteifung sich insbesondere dort als nötig erweisen dürfte, wo durch hohe, vollwandig ausgebildete Tragkonstruktionen der Einfluß des wagerecht angreifenden Winddrucks am Auflager eine Rolle spielt. An einigen Beispielen möge dies erläutert werden.



Querschnitt. Längsschnitt.

Abb. 136. Quer- und Längsschnitt der Zwischenpfeiler zu Ferth Amboy.

Zwischenpfeiler[1]) der hölzernen, 390 m langen Balkenbrücke in Ferth Amboy, N. J., in den Vereinigten Staaten. Diese Brücke führt über Kohlen- und Steinerzlagerplätze, und es wird durch die massiven Betonpfeiler eine bessere Trennung der verschiedenen Kohlen und Erzsorten, welche zwischen den Jochen gelagert werden, ermöglicht als durch Holz- und Eisenfachwerkpfeiler. Für die Verwendung von Beton waren auch die unvermeidlich eintretenden Beschädigungen von Fachwerkpfeilern durch die harten Erze bestimmend, sowie auch der Umstand, daß einige Materialien eine zerstörende Einwirkung auf das Eisen ausüben und ferner Betonpfeiler nicht wie Holzpfeiler der Fäulnis unterworfen sind. Die Betonjoche sind auf Pfahlrostbau aufgeführte und bis Tragbalkenunterkante reichende Quermauern. Zur Aufnahme der Längsbalkenträger dienen gußeiserne Hülsen, die mit dem Beton durch eingelassene Ankerbolzen verbunden sind. Die Entfernung der einzelnen Betonzwischenpfeiler beträgt 3,7 m. Diese Betonmauern sind am oberen Ende 30 cm und unten 40 cm stark. Das obere Ende der Mauer ist behufs besserer Entwässerung nach beiden Seiten geneigt. In Geländehöhe haben die Zwischenpfeiler eine Fundamentverbreiterung auf 60 cm. Sie ruhen auf je vier 33 cm dicken und etwa 6,3 m langen, in den weichen angeschütteten Boden getriebenen Pfählen, welche etwa 30 cm unter Geländehöhe abgeschnitten und in das Betonfundament eingehüllt wurden. Der Beton wurde durch senkrecht, als auch wagerecht eingelegte Stangen von 10 × 10 mm Ransome-Quadrateisen bewehrt. Wie aus der Abb. 136 ersichtlich, sind die senkrechten Stangen in zwei 20 cm voneinander entfernten und senk-

[1]) Zement und Beton 1903.

recht zur Brückenachse gerichteten Reihen in Entfernungen von 46 cm eingebracht. Durch diese Stangen sollen die durch die Bremsung der Züge hervorgerufenen Biegungsspannungen aufgenommen werden. Der verwendete Beton bestand aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen gebrochener Schlacke.

Zwischenpfeiler der Übersetzung des Tennesseeflusses bei Gilbertsville, Ky., V. St. A.[1]) Wie aus Abb. 137 zu sehen ist, übersetzt hier die Illinois Zentral-Eisenbahn obiges Flußtal in 7 großen Öffnungen auf 8 Zwischenpfeilern. Diese hatten außer ihrem Eigengewicht auch das der zweigleisigen Eisentragkonstruktion einschließlich ihrer Nutzlast zu tragen, ferner eine Achsialkraft gleich 20 vH. der Nutzlast (Brems-

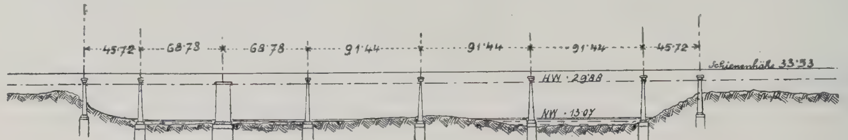


Abb. 137. Längenschnitt der Übersetzung des Tennesseeflusses.

Abb. 138. Ansicht und Querschnitt der Zwischenpfeiler bei Gilbertsville.

kraft), welche in Gleishöhe angreift, und endlich mußten sie imstande sein, einen Winddruck aufzunehmen von 200 kg für das Längenmeter jeder Tragwand und einen

[1]) Eng. Record 1905.

solchen von 400 kg auf 1 lfd. m Fahrbetriebsmittel, welch letzterer 2,10 m über den Gleisen angreift. Jeder dieser Zwischenpfeiler hatte eine obere Stärke unter den Auflagern von 3,60 m und eine Breite daselbst von 18,90 m. Die Seitenflächen waren 1 : 24 bezw. 1 : 22 geböscht. In der Abb. 138 ist auch die Ausbildung des aus Beton hergestellten Gesimses zu sehen. Der ganze Pfeiler wurde aus Beton hergestellt, und zwar die Kappe im Mischungsverhältnisse 1 : 2 : 4, der aufgehende Pfeiler 1 : $2^1/_2$: 6 und der Pfeilerfuß und die Fundamentplatte 1 : 3 : 6. Der Pfeiler wurde auf Holzpfählen gegründet (Abb. 138). Infolge der früher angegebenen äußeren Kräfte ergaben sich in der Fuge des Pfeilerfußes, wo dieser in die Fundamentplatte übergeht, eine größte Druckspannung von 17,7 kg/cm² und eine größte Zugspannung von 3,3 kg/cm². Die Bewehrung dieser Zwischenpfeiler bestand aus Johnsoneisen, und zwar wurden diese Stäbe in Entfernung von 15 cm von der Außensicht des Pfeilers, als auch von der oberen Kopffläche und auch der Sohlfläche angeordnet. Diese wurden sowohl in senkrechter als auch in wagerechter Richtung eingebettet, so daß sie stets Quadrate von 60 cm bildeten. Die senkrechten Stäbe waren 22 mm stark. Die Eiseneinlagen in der Nähe der

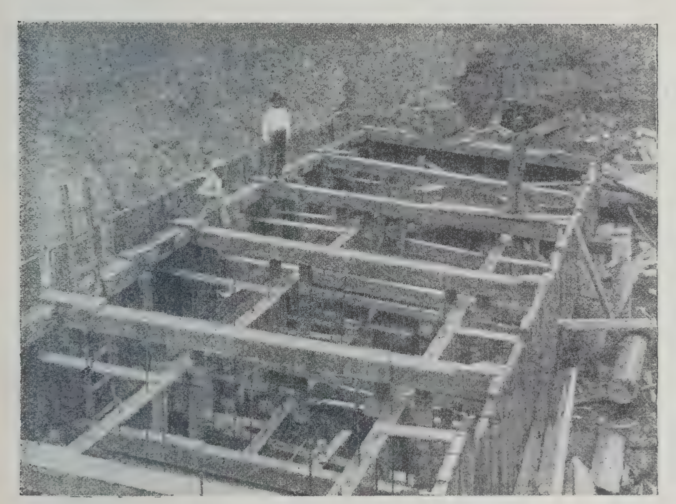



Abb. 139. Lichtbild der Zwischenpfeiler zu Gilbertsville während der Ausführung.

Sohlfläche waren 19 mm stark und wurden ebenfalls kreuzweise gelegt. In der Abb. 139 sind Lichtbilder des im Bau begriffenen und des beinahe fertigen Pfeilers gegeben. In ganz ähnlicher Weise wurden die noch höheren Zwischenpfeiler der Brücke in Killborn, V. St. A., und jene der New River-Brücke zwischen Deepwater und Norfolk in einer Höhe von 27 m bei einer oberen Pfeilerstärke von 2,8 m, einer unteren Stärke von 5 m ausgeführt.

Anderweitige Zwischenpfeiler von großen Höhen gelangten zur Ausführung beim Harvard Dension-Viadukt zu Cleveland.[1]) Diese dienen zur Auflagerung von eisernen Tragwerken, und wurden bei dem rd. 1370 m langen Viadukt 7 Stück solcher Pfeiler errichtet. Jeder Pfeiler besteht aus einem massiven Unterbau von 9 m Höhe und 3,15 m Stärke, auf welchem Unterbau sich die ganze Pfeilerwand durch Anordnung von 3 Sparöffnungen in 4 Einzelpfeiler auflöst, deren Ausmaße in der Abb. 140 zu sehen sind. Diese Einzelpfeiler wurden an beiden Längsflächen mit Rundeisen von 31 bis 25 mm Stärke bewehrt, wie dies schematisch in der Abb. 140 zu sehen ist. Von Interesse ist die Schalung solch hoher Pfeiler, deren Einzelheiten die Abb. 141 gibt. Als Schalbretter wurden 25 mm starke Bretter verwendet, die durch senk-

[1]) Concrete Engineering 1909, S. 315.

rechte Pfosten von 5 × 15 cm Stärke zusammengehalten wurden. Diese senkrechten Rahmenhölzer wurden mittels wagerechter Pfosten von 5 × 15 cm Stärke gegenseitig verhängt und außen die Keile eingetrieben. Die Abb. 142 gibt ein Lichtbild während der Schalung, während in der Abb. 143 ein fertiger Zwischenpfeiler zu sehen ist.

Zwischenpfeiler der Reichsstraßenüberführung bei der Station Sambor. Hier sind drei Zwischenpfeiler angeordnet, wovon zwei ganz gleich ausgebildet sind

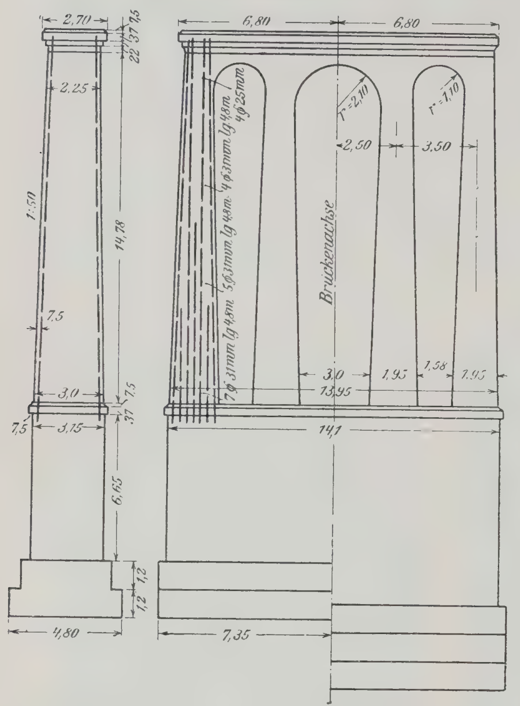


Abb. 140. Längs- und Querschnitt der Zwischenpfeiler des Harvard Dension-Viadukts.

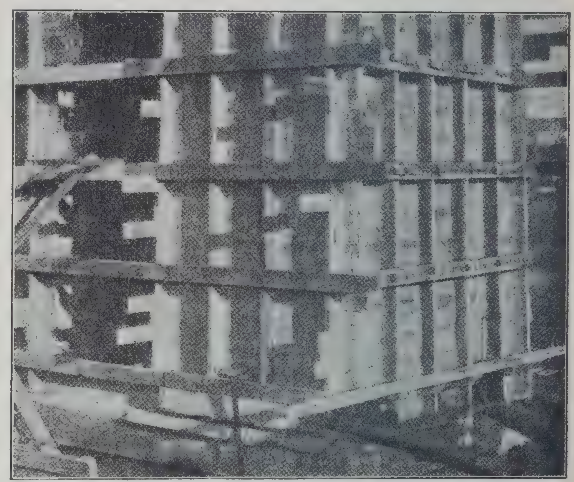


Abb. 142. Schalung des Zwischenpfeilers des Harvard Dension-Viadukts.

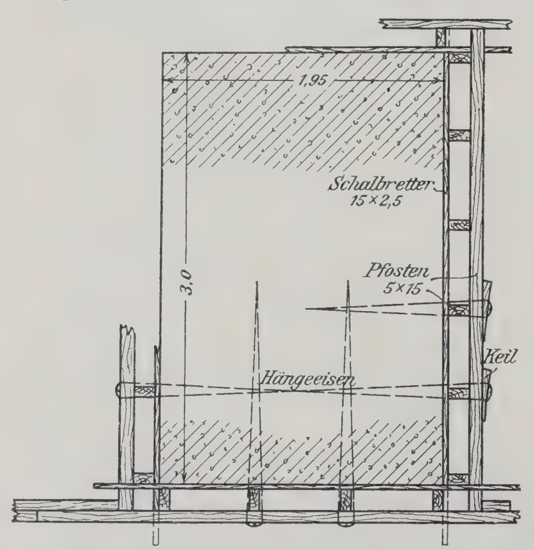


Abb. 141. Schalungseinzelheiten der Zwischenpfeiler des Harvard Dension-Viadukts.



Abb. 143.
Zwischenpfeiler des Harvard Dension-Viadukts.

und zur Auflagerung je einer 10 m weiten Plattenbalkenöffnung dienen, während der dritte Zwischenpfeiler einerseits das Auflager für die Plattenbalkenöffnung von 10 m Lichtweite bildet, anderseits zur Unterstützung eines eisernen Halbparabelträgers von 35 m Lichtweite dient. Die beiden ersten Zwischenpfeiler bestehen aus je zwei miteinander durch eine gemeinsame Eisenbetonsohlplatte verbundenen Eisenbetonständern (Abb. 144). Jeder dieser Ständer hat eine obere Stärke von 100 × 150 cm und verbreitert sich bis zur Geländehöhe auf 170 × 220 cm. Seine Bewehrung besteht aus je 8 Rundeisen von 20 mm Stärke, von denen in Entfernungen von 30 cm eiserne Flacheisenbügel radial nach außen gehen. Unter dem Gelände sind diese beiden Ständer außerdem durch eine senkrechte Eisenbetonwand von 20 cm Stärke miteinander verbunden, welche bis zur gemeinsamen Sohlplatte herunterreicht. Diese senkrechte Zwischenwand ist in senkrechter Richtung mit 10 mm-Rundeisen bewehrt in Entfernungen von 20 cm; in wagerechter Richtung sind ebenfalls in Entfernungen von

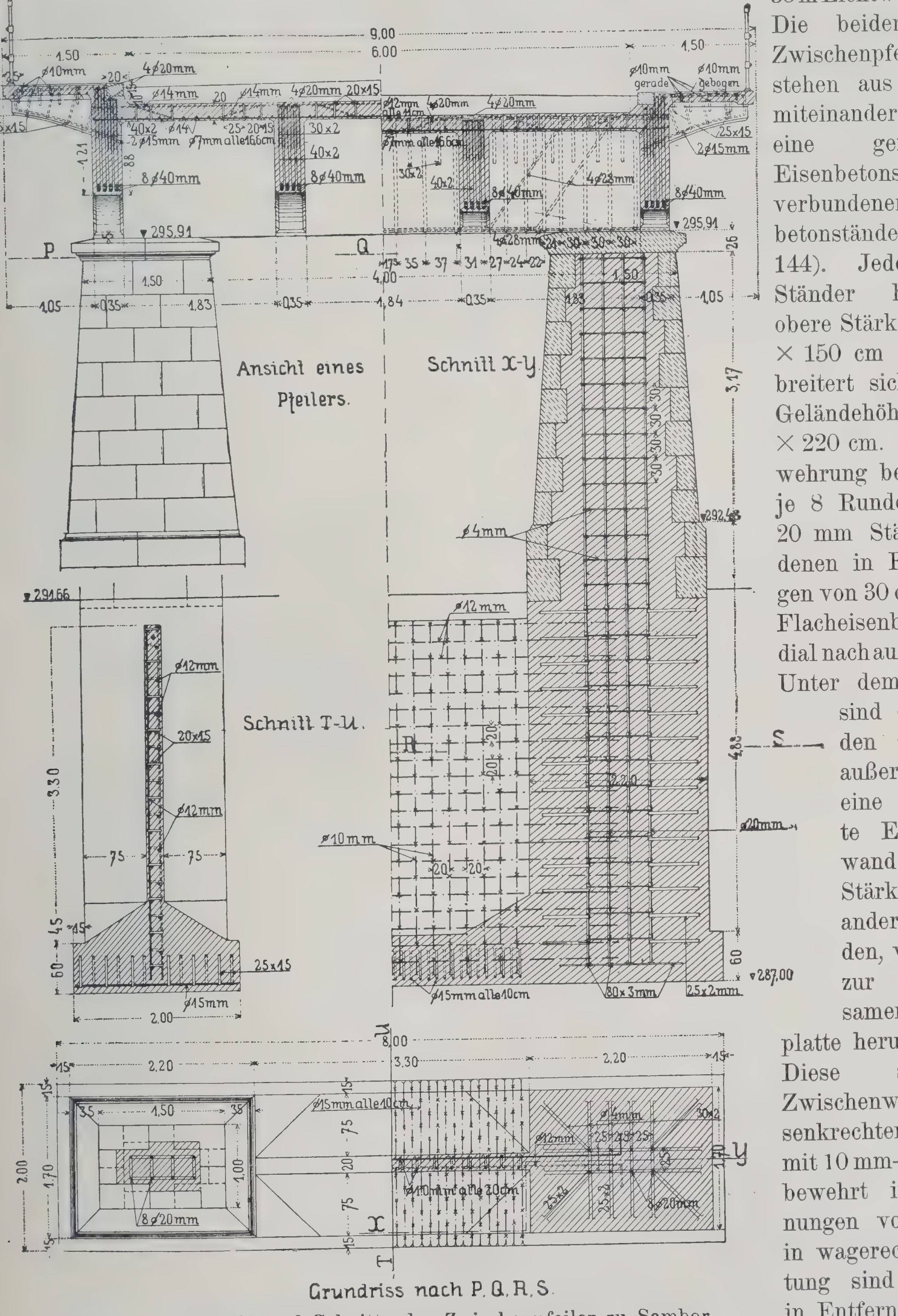
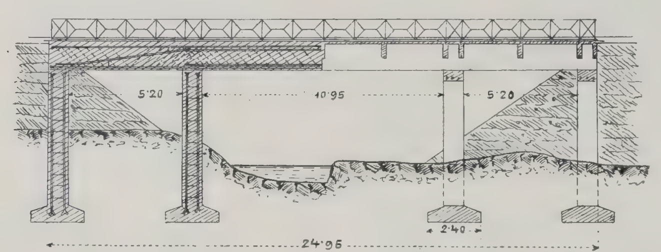


Abb. 144. Grundriß und Schnitte der Zwischenpfeiler zu Sambor.

20 cm 12 mm starke Rundeisen angeordnet. Die gemeinsame Sohlplatte ist 60 cm stark und ist an ihrer unteren Fläche mit 15 mm starken Rundeisen in Entfernungen von 10 cm bewehrt. In ganz ähnlicher Weise ist der äußere Zwischenpfeiler ausgebildet, nur sind die Ausmaße etwas größer. Die Außensichten sämtlicher Zwischenpfeiler sind mit Sandsteinquadern verblendet, welche bei der Herstellung der einzelnen Ständer die Schalung ersetzten und den Pfeilern ein hübsches Aussehen geben. Diese Zwischenpfeiler wurden ebenfalls wie die ganze Stützmauer von der Unternehmung Sosnoswski u. Zachariewicz in Lemberg ausgeführt.



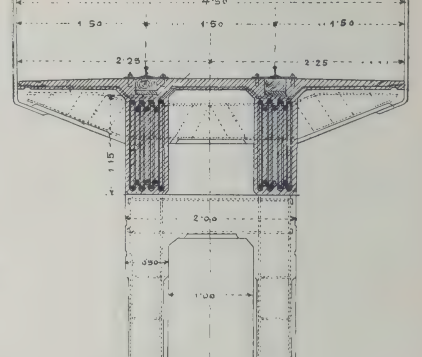


Abb. 145. Längs- und Querschnitt der Zwischenpfeiler der Brücke über die Quisa.

Eine ähnliche, aber viel einfacher ausgeführte Pfeileranordnung ist in Abb. 145 zu sehen. Sie stellt die Überbrückung der elektrischen Straßenbahn über den Gebirgsbach Quisa vor, im Zuge von Bergamo nach St. Pellegrino. Die Brücke stützt sich auf 4 Eisenbetonjoche, welche aus je zwei 6,90 m hohen, 0,90 m breiten und 0,50 m starken Pfeilern und einem sie am Kopfende verbindenden 2 m langen Jochhaupt bestehen. Die beiden 3,50 m hohen Pfeiler eines Joches stehen 1 m voneinander ab auf einer gemeinsamen 2,40 m breiten Grundplatte und beherbergen in den vier Kanten ebenso viele senkrechte Eisenstäbe, die durch Bandeisenschlingen miteinander verbunden sind. In den Jochhäuptern liegen oben und unten je drei wagerechte Stäbe. Die beiden Joche an den Enden der Brücke sind ganz in den Bahndamm eingebettet, während die beiden mittleren Joche bis fast zur Hälfte ihrer Höhe unter Geländelinie stehen. Die Spannweite zwischen den äußeren Jochen beträgt je 6,10 m, die zwischen den beiden inneren dagegen 10,95 m.

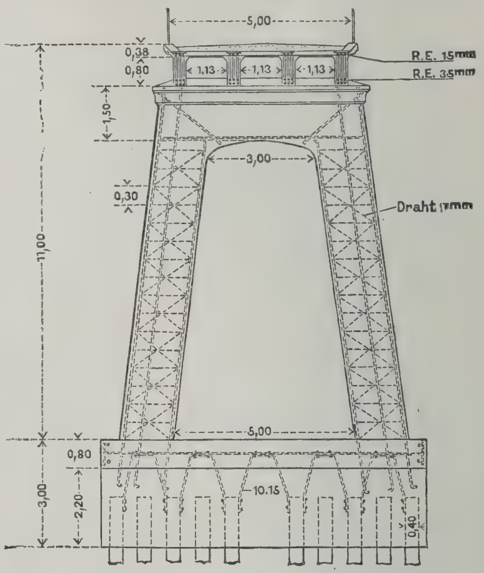


Abb. 146. Zwischenpfeiler der Rheinbrücke bei Alberino.

Zwischenpfeiler der Straßenbrücke über den kleinen Rhein zwischen Alberino und Sta. Maria Codifima. Bei dieser Brücke sind 6 Zwischenjoche angeordnet. Jedes Joch besteht wieder aus je 2 Eisenbetonständern, welche oben durch einen Eisenbetonriegel verbunden sind. Beide Ständer haben außerdem eine gemeinsame Eisenbetonplatte, welche auf Holzpfählen gegründet ist (Abb. 146).

Eine andere Ausbildung der Zwischenpfeiler ist in Abb. 147 zu sehen. Es ist dies die Überbrückung eines Tales bei Bad Tölz. Daselbst wurden 2 Mittel-

pfeiler angeordnet, deren jeder sich in eine Reihe von 5 Eisenbetonständern auflöst, so daß jeder Tragbalken der Fahrbahn einen eigenen Ständer zur Auflagerung hat. Die beiden Mittelpfeiler haben direkt in offener Schachtung hergestelltes Betonfundament erhalten. In einer Höhe von 5,40 m über Oberkante dieses Fundaments wurde überdies ein Eisenbetonriegel angeordnet. Die einzelnen Eisenbetonständer haben eine Stärke von 50 × 50 cm, das gemeinsame Betonfundament 140 cm.

Von Zwischenpfeilern, welche bei gewölbten Brücken in Eisenbeton ausgeführt wurden, seien erwähnt der Zwischenpfeiler eines Steges am Bahnhof in Bari in Italien (Abb. 148). Im Inneren dieses Pfeilers und längs der Außenlinien wurden in Abständen von 20 cm 25 mm dicke Rundeisen eingelegt. Er hat eine Stärke von

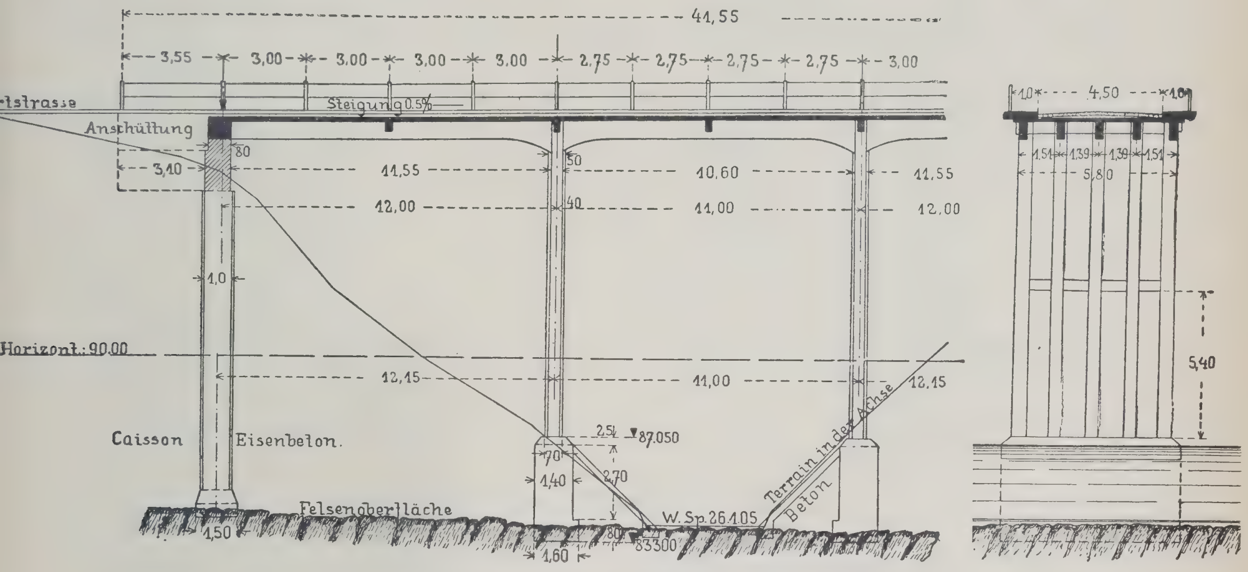


Abb. 147. Zwischenpfeiler der Brücke bei Bad Tölz.

1,30 m und endet unten in einer Fundamentplatte von 3,58 m Breite und 1,20 m Höhe. Die Außensichten dieses Mittelpfeilers sind mit Blöcken und Bossenwerk aus Haustein verblendet, welche Blöcke mit dem Inneren verankert sind.

Zwischenpfeiler der gewölbten Eisenbetonbrücke über die Vienne zu Châtellerault (Abb. 149). Dieser Zwischenpfeiler besteht aus einer Fundamentplatte und aus senkrechten Rippen, welche in der Verlängerung der Tragbalken der Brücke liegen und in welche die Bewehrung dieser Tragbalken hineinreicht. Die Fundamentplatte ist an ihrer unteren Fläche bewehrt. Da die Lichtweiten der beiden Öffnungen nicht gleich sind, daher die Resultierende im Mittelpfeiler gegen die kleinere Öffnung drängt, so wurde die Fundamentplatte in letzterer Richtung um 2 m auskragend ausgeführt, um eben keine unzulässigen Inanspruchnahmen zu verursachen. Nach außen ist der Mittelpfeiler mit einer 12 cm starken Eisenbetonwand verkleidet, die jedoch keinen statischen Zwecken dient, sondern nur ein hübsches und zugleich wetterfestes Äußeres geben soll. Die inneren Hohlräume dieses Mittelpfeilers wurden mit gewöhnlichem Gußbeton ausgefüllt, um dem Pfeiler ein recht großes Eigengewicht zu geben.

Von anderen ausgeführten Zwischenpfeilern in Eisenbeton seien erwähnt jene der Straßenbrücke zwischen Wolfurt und Kennelbach, wobei jeder dritte Zwischenpfeiler mit einer Ausdehnungsfuge versehen ist, die Zwischenpfeiler der Flutbrücke am

linken Ufer der Mosel bei Moulins-Metz, jene der Brücke über die Orne bei Rombach, der Mittelpfeiler für die Straßenbrücke bei Brumath, jener der Brücke über die Aisne bei Soissons, ähnlich ausgebildet wie der bei Châtellerault, endlich jene der Übersetzung

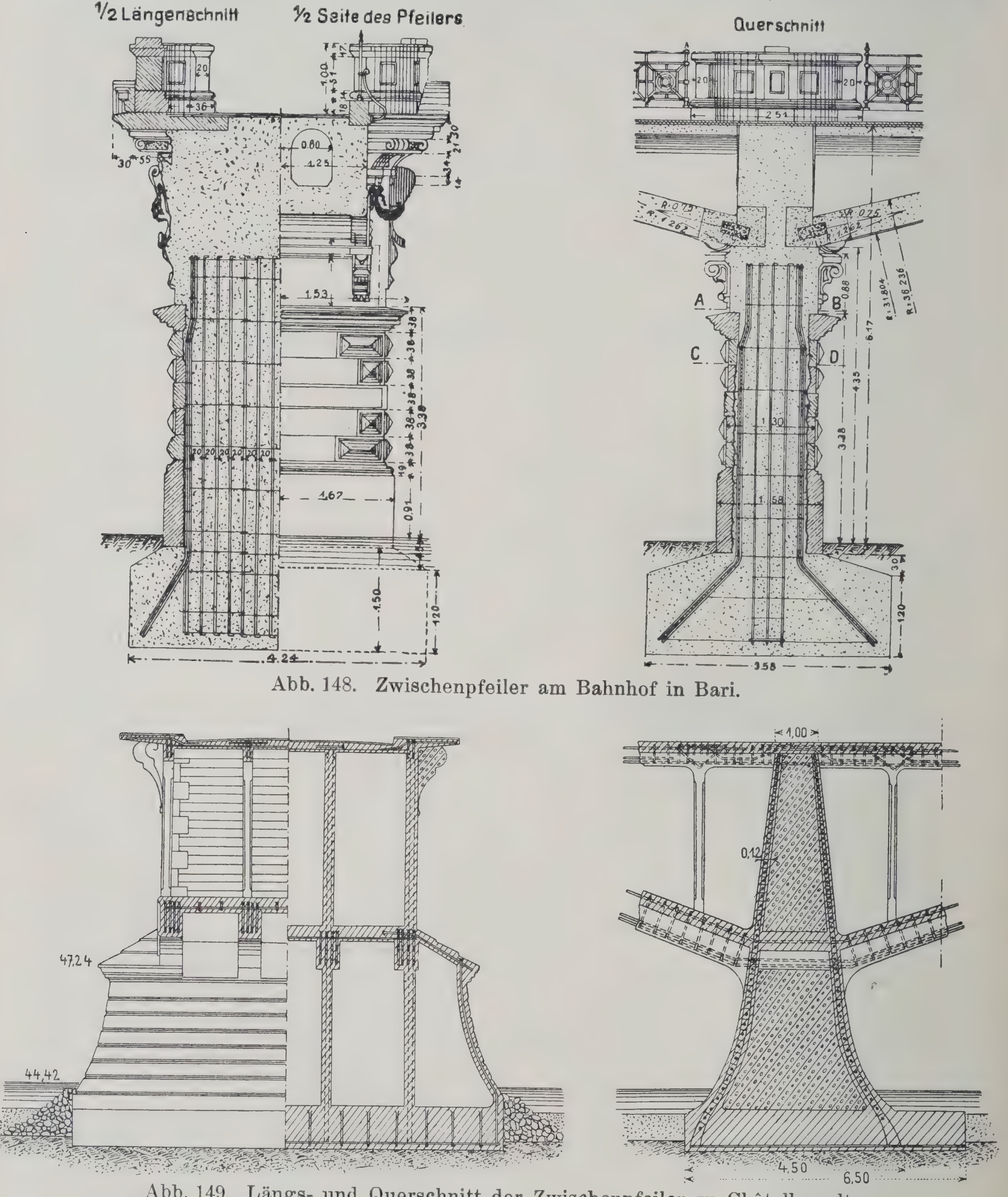


Abb. 148. Zwischenpfeiler am Bahnhof in Bari.

Abb. 149. Längs- und Querschnitt der Zwischenpfeiler zu Châtellerault.

der Mainstraße in Winnipeg für die Canadian Pacific-Eisenbahn (achtgleisiger Eisenbahnviadukt) u. a. m. Ein besonderes Anwendungsgebiet hat der Eisenbeton für die Herstellung von Pfeilern von Drehbrücken gefunden, welche sehr große Lasten auf den Untergrund zu verteilen haben.

VII. Rekonstruktionen von Mauern, Widerlagern und Zwischenpfeilern.

Im Anhang an das Kapitel über Mauerwerksbau möge etwas über Rekonstruktionen von Mauern unter Anführung einiger derartiger Beispiele erwähnt werden. Es wurde bereits auf S. 85 eine Art angegeben, wie man bestehende Mauern aus Stampfbeton und Bruchstein für größere Höhen tragfähig macht. Im allgemeinen wird eine bestehende Mauer rekonstruiert werden: a) um ihre Tragfähigkeit zu erhöhen; b) um die Dauerhaftigkeit gegen äußere Einflüsse, insbesondere gegen fließendes Wasser zu gewährleisten oder zu erhöhen.

Die Tragfähigkeit von bestehenden Mauern kann erhöht werden:

1. durch Anbringung von auskragenden Eisenbetonplatten oder Plattenbalken, welche in die bestehende Mauer eingespannt werden und welche durch das über ihnen ruhende Erdgewicht ein Verschieben der Resultierenden der äußeren Kräfte gegen das innere Drittel bewirken;
2. durch Anordnung einer Winkelstützmauer mit oder ohne Rippen, deren wagerechter Schenkel über die unterhalb befindliche Mauer ragt, wodurch derselbe Zweck wie in 1. erreicht wird;
3. durch Verstärkung der Mauer, welche Verstärkung schmatzenartig mit der bestehenden Mauer verbunden wird und außerdem durch eiserne Anker in irgend einer entsprechenden Form versichert wird;
4. durch Entlastung der Mauer (bei Erdmauern) vom seitlichen Erddruck dadurch, daß man in das Hinterfüllungsmaterial entweder Anker, wie dieselben auf S. 404 u. 405 beschrieben wurden, oder Hohlräume mit Eisenbetontragkonstruktionen anordnet.

Beschreibung einiger typischer Fälle:

1. Mauern.

Kaimauer längs des Schiekolks in Holland (Abb. 150). Hier befand sich schon eine ziemlich baufällige alte Kaimauer. Dieselbe wurde auf 2,70 m Tiefe, von der Mauerkrone an gemessen, abgetragen, und an ihre Stelle wurde auf die unterhalb noch 1,2 m starke massive Mauer eine Winkelstützmauer aufgesetzt, deren wagerechte Schenkel die ziemlich große Breite von 5 m hatten. Diese Breite wurde deshalb so groß gewählt, um die Gesamtresultierende nach rückwärts zu rücken und so die vorderen Holzpfähle, welche ebenfalls schon baufällig waren, zu entlasten.

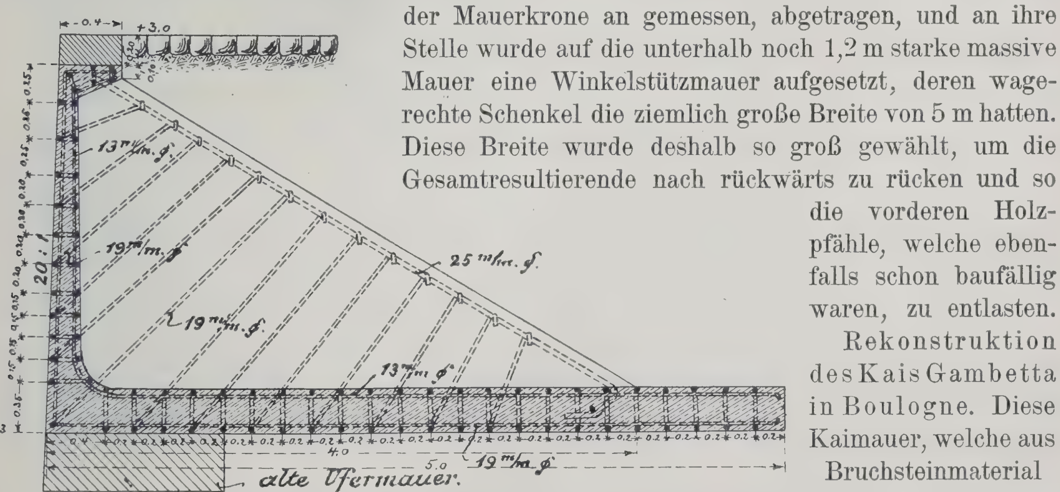


Abb. 150. Kaimauer am Schiekolk in Holland.

Rekonstruktion des Kais Gambetta in Boulogne. Diese Kaimauer, welche aus Bruchsteinmaterial hergestellt ist, zeigte verschiedene kleine Bewegungen und Formänderungen, welche wahrscheinlich von unterirdischen Wasserläufen herrührten. Da diese Formänderungen immer mehr zunahmen, sah man sich genötigt, diese Kaimauer von dem dahinter befindlichen Hinterfüllungsmaterial zu entlasten. Da hinter

dieser Mauer eine Straße mit lebhaftem Verkehr lag, entschloß man sich, an Stelle einer neuen Erdanfüllung eine Eisenbetontragkonstruktion herzustellen, wie solche in Abb. 151 zu sehen ist, und welche von der Mauer vollständig unabhängig ist. Diese Tragkonstruktion besteht aus einer Plattenbalkendecke, deren Hauptbalken auf je einer Reihe von drei Eisenbetonpfählen aufruhen und deren Abschluß gegen die Kaimauer konsolartig ausgebildet ist, so daß daselbst kein Auflagerdruck erzeugt wird.

Des weiteren möge die Rekonstruktion einer Trockenmauer, die zugleich als Ufermauer dient, beschrieben werden. Es ist dies die Trockenmauer in der Nähe des Taxenbacher Tunnels, welche vom Hochwasser der Salzach im September 1903 durch starke Geschiebe- und Holzführung in einer Länge von fast 100 m aufgerollt wurde und dadurch eine mehrwöchentliche Verkehrsstörung verursachte; die Länge der zwischen den Stationen Schwarzach—St. Veit—Taxenbach befindlichen Trockenmauern beträgt ungefähr 10 km. Da nun diese Auswechslung durch Mörtelmauern nebst der Schwierigkeit, das notwendige Steinmaterial auf dem an und für sich schmalen, dem Flußlauf abgerungenen Bahnplanum abzulagern, noch eine weite Zufuhr des brauchbaren Steines

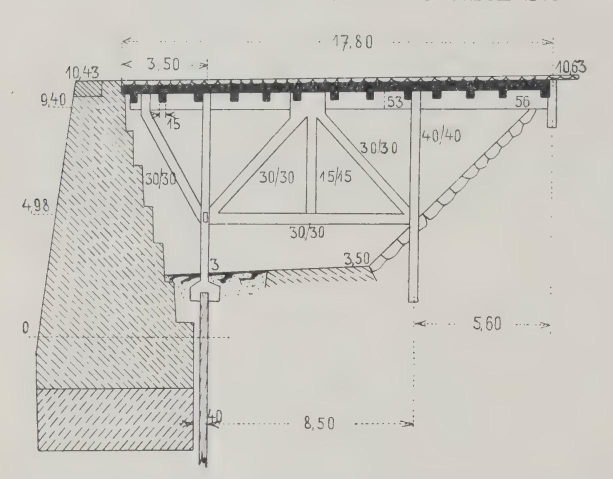


Abb. 151. Querschnitt der rekonstruierten Kaimauer in Boulogne.

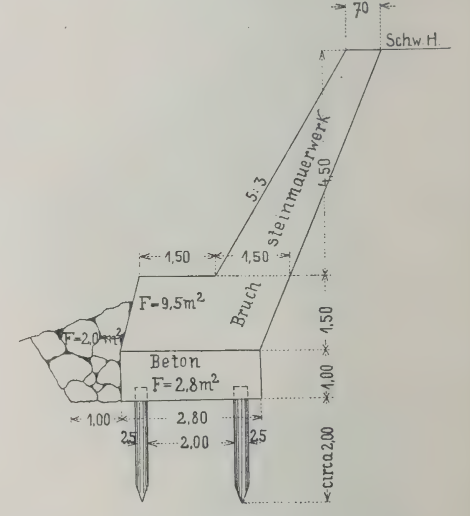


Abb. 152. Querschnitt der Ufermauern beim Taxenbacher Tunnel.

bedingte, da ferner infolge des schlechten Bauzustandes dieser Trockenbauten, die in manchen Teilen sich nur als eine Abrollierung mit großen Steinen erwiesen, die Notwendigkeit eintrat, ein einmal in Angriff genommenes Stück in seiner ganzen Länge zur Auswechslung zu bringen, und schließlich jede dieser Auswechslungen eine Behinderung des Betriebes wegen der in der Baustrecke notwendigen Langsamfahrt bedingte, so erscheint das Streben der bauausführenden k. k. Staatsbahndirektion Innsbruck erklärlich, eine Bauweise zu finden, die die genannten Übelstände nicht besaß und, wenn möglich, noch den Vorteil großer Wirtschaftlichkeit mit sich brachte. Diese Bauweise scheint in der Anwendung einer Eisenbetonplatte gefunden zu sein, wie sie in der gegenständlichen Versuchsstrecke von der Unternehmung Westermann in Innsbruck zur Ausführung gebracht wurde und sich als eine Abdeckung der bestehenden Trockenmauer erweist, die keine oder nur sehr wenig tragende Eigenschaft besitzt. In Abb. 152 ist der Querschnitt der Mörtelmauern dargestellt, wie sie längs der Salzach im allgemeinen zur Ausführung gelangen. Die vordere und rückwärtige Mauerfläche entspricht auch so ziemlich den Ausmaßen der bestehenden Trockenmauern, deren Fuß

jedoch nur durch einen Steinwurf, nicht aber durch einen auf Pfählen gestellten Betonklotz geschützt erscheint. In Abb. 153 ist der Vorgang veranschaulicht bei Herstellung einer Eisenbetonkonstruktion. Nach erfolgter Pfählung und Herstellung des Betonfußes, in welchen bereits die Längseisen der Verkleidungsplatte eingreifen, wurde über die Oberfläche der Trockenmauer ein Eisennetz von 12 mm starken Rundeisen von 20 cm Quadratseite verlegt. Eine entsprechende Schalung ermöglicht die Einbettung dieses Netzwerks in eine rund 20 cm starke Platte, wobei auf ein ordentliches Eindringen des Betons in die Fugen des Trockenmauerwerks Bedacht genommen wurde. Alle 5 m wurde letzteres, zwecks Einführung der Bewehrung auf rund 1 m Tiefe aufgerissen, so daß die Platte einen guten Verbund mit dem bestehenden Mauerwerk erhält. Die Kosten dieser Konstruktion belaufen sich insgesamt für ein Längenmeter bei 13 m Breite der Betonabdeckung auf 200 Kronen, ein Betrag, um den ungefähr auch 1 lfd. m Mörtelmauer samt Betonfuß und Pfählung herzustellen ist. Der Vorteil dieser Konstruktion liegt aber im vorliegenden Falle in der unbeschränkten Fortführung des Betriebes. Die bisherigen Hochwasser haben keinerlei Beschädigungen an der Versuchsstrecke verursacht.

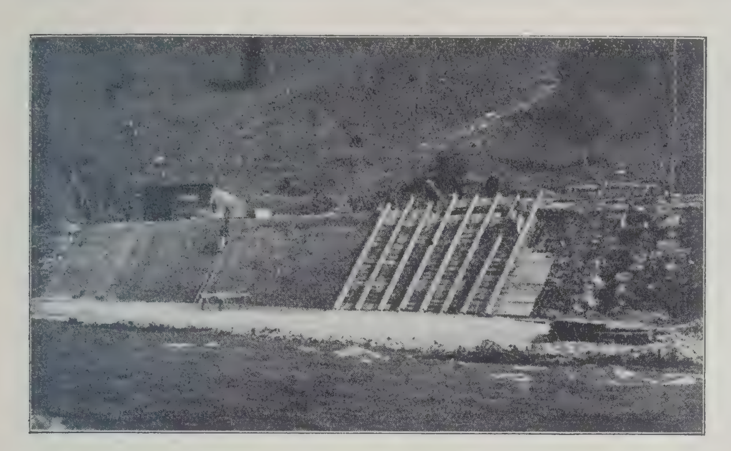


Abb. 153. Lichtbild der rekonstruierten Ufermauern beim Taxenbacher Tunnel.

In ganz ähnlicher Weise erfolgte die Rekonstruktion der alten Seemauer zu Veerde.[1]) Wie aus dem Lichtbilde der Abb. 141 zu sehen ist, befand sich die alte Mauer in einem derartig baufälligen Zustande, daß ganze Mauerwerksteile verwittert und abgebröckelt waren und sich sogar bedeutende Krümmungen der Mauer zeigten. Die Rekonstruktion dieser alten Mauer erfolgte in der Weise, daß sie mit einer Eisenbetonwand verkleidet wurde, welche

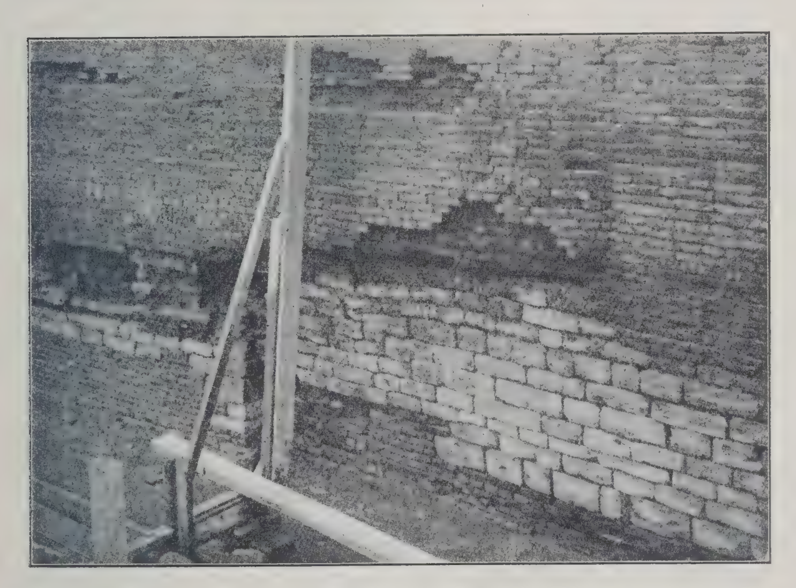


Abb. 154. Lichtbild der alten Seemauer zu Veerde.

[1]) Het Cement-Ijzer von Sanders.

am Kopf der alten Mauer in diese einband und welche sich am Fuß in ein mit Rippen versteiftes Winkelprofil ausbildete (Abb. 155). Die Stärke dieser Bekleidungswand betrug 12 bis 35 cm, je nach dem Zustande der alten Mauer. Die vorn angebrachten Rippen hatten eine Achsenentfernung von 2 m. Die Bewehrung besteht aus zwei Eisennetzen mit einer Maschenweite von 20 cm aus Rundeisen von 18 mm Stärke. Um zwischen der alten Mauer und der Bekleidungsplatte einen guten Verband zu sichern, wurde die alte Mauer gut gereinigt und die Fugen gut ausgekratzt und außerdem durch Anker in Abständen von 3 m verhängt. Die Abb. 156 zeigt ein Lichtbild der Rekonstruktion während der Ausführung, während die Abb. 157 die neue, rekonstruierte Mauer wiedergibt.

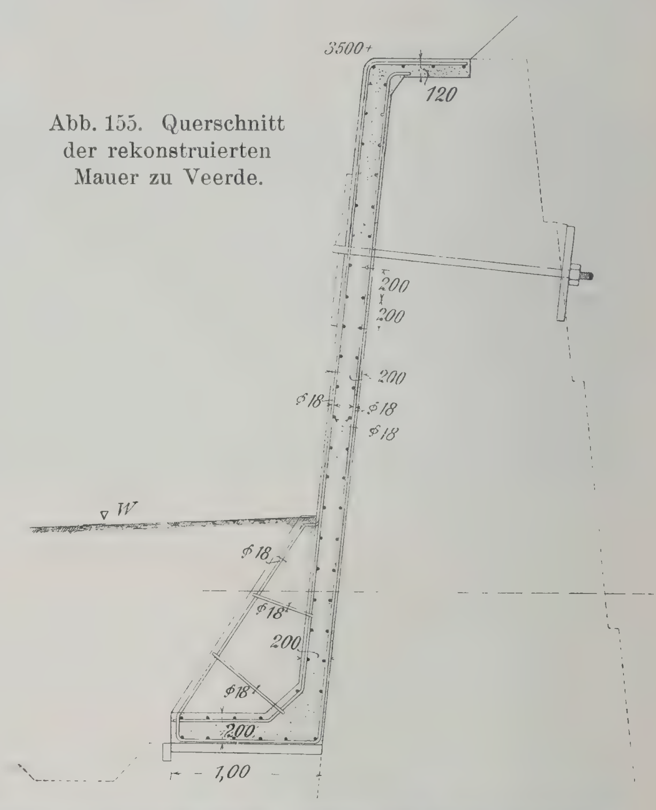
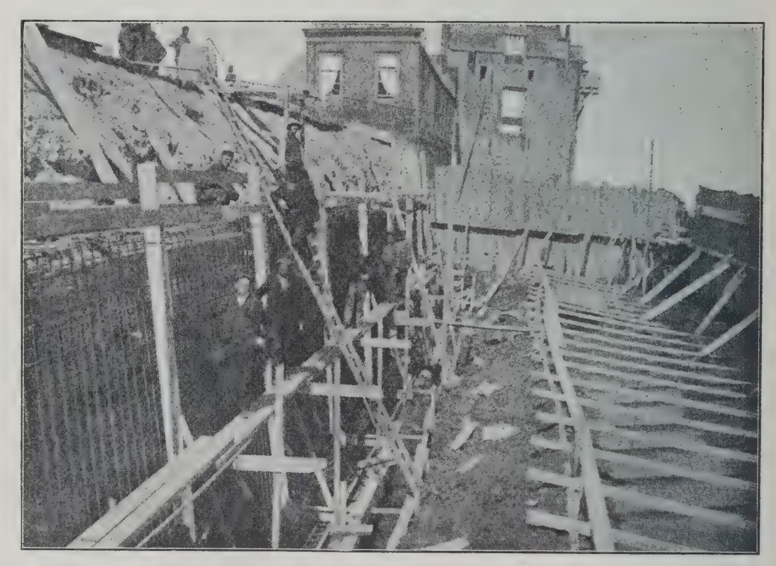


Abb. 155. Querschnitt der rekonstruierten Mauer zu Veerde.

Verstärkung der Scheidemauern des Quindero-Bassins der Wasserwerke von Kansas (Abb. 158 u. 159). Wie aus der Abb. 158 zu ersehen ist, hatten diese Scheidemauern in ihrem Inneren zwei schliefbare Leitungen von 90 cm Breite und 1,8 m Höhe. Ebenso ist auch die Drucklinie für einseitig gefülltes Becken zu sehen, woraus auch einleuchtet, daß diese Mauer auf der Wasserseite durch übergroße Zugkräfte überansprucht wurde und Risse daselbst erlitt. Es mußten daher diese Mauern einer gründlichen Rekonstruktion unterworfen werden, die auch Herr Ingenieur W. Kiersted ausführte. Es wurde vor allem die untere schliefbare Leitung aufgelassen und für dieselbe eine Ersatzleitung angeordnet. Dieser Hohlraum wurde später mit


Abb. 156. Lichtbild der Seemauer zu Veerde während der Rekonstruktion.

Stampfbeton ausgefüllt. Von Stelle zu Stelle wurden in die bestehende Mauer Löcher gemacht, welche zur Auflagerung von Profileisen dienten, deren unteres (Abb. 159) bis in die Betonmasse der früheren schliefbaren Leitung hineinreichte. Diese Eisen wurden mittels eiserner Anker sowohl gegenseitig, als auch mit dem neuen Fundamentklotz verankert, wie dies in Abb. 159 zu sehen ist, und was den Zweck hat, daß die hinzugefügten neuen Verstärkungen sich möglichst vollkommen mit der bestehenden Mauer zu einem ganzen Profil vereinigen.

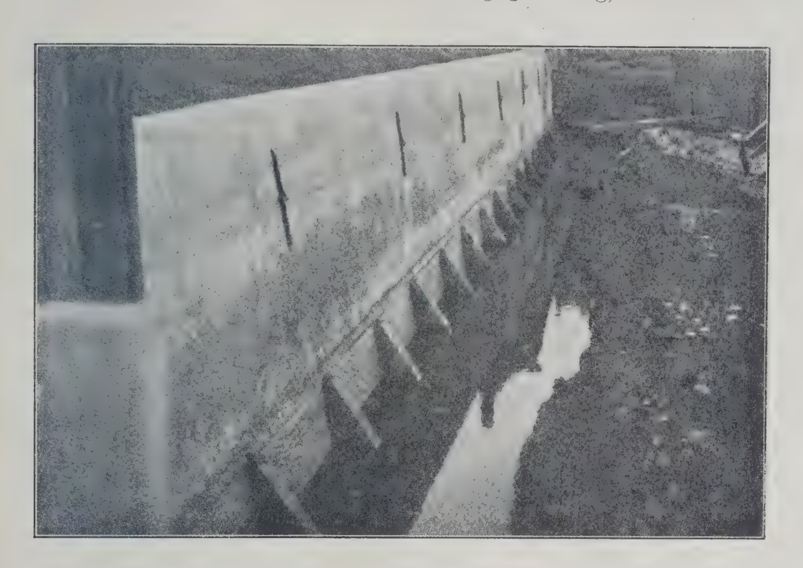


Abb. 157. Lichtbild der rekonstruierten Mauer zu Veerde.

2. Widerlager.

Rekonstruktion des Widerlagers in der Stadt Pueblo im Staate Colorado, V. St. A.[1]) Diese Stützmauer hatte eine Höhe von 10,8 m und eine Länge von 24 m. Die Breite am Fuße betrug nur 2,25 m, an der Mauerkrone 0,75 m.

Diese Mauer stand auf einer Grundplatte von 2,4 m Breite und 1,2 m Stärke auf. Mit dieser Grundplatte ging man nur 2,1 m in die Tiefe; der Untergrund war auch kein besonders tragfähiger, so daß sich diese Mauer bald nach einer Seite zu senkte, wie dies aus Abb. 160 zu ersehen ist. Herr Ingenieur Lindsay Duncan aus Denver wurde beauftragt, die Mauer wieder aufzurichten und weitere einseitige Senkungen unmöglich zu machen. Es wurde zunächst die Rückseite der Mauer abgestützt. Sodann wurden längs der beiden Seiten 1,8 m tiefe und 1,2 m breite Gräben ausgehoben und mit einer Holzbürstenwand versehen. In jeden dieser Gräben wurden Eisenbetonpfähle a (Abb. 161) getrieben, auf der Vorderseite 75 cm, rückwärts 1,50 m voneinander entfernt.

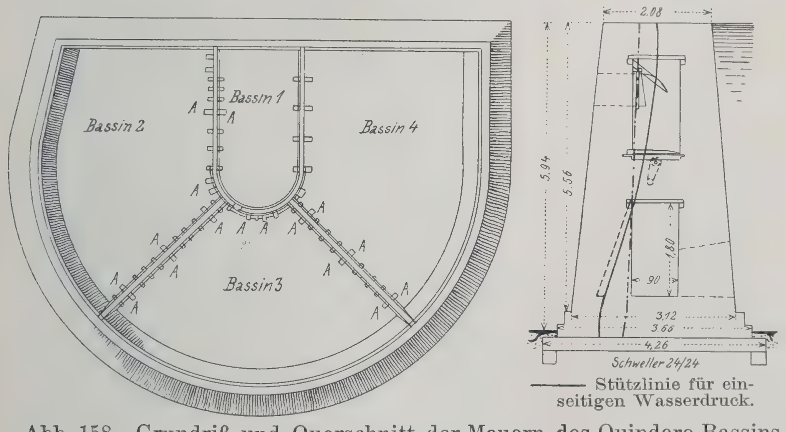


Abb. 158. Grundriß und Querschnitt der Mauern des Quindero-Bassins.

Ihre Kopfenden wurden ungefähr 60 cm unterhalb der Grundlinie der Bodenplatte mit Beton abgeglichen. Nun begann der schwierigste Teil der Arbeit. Die Grundplatte

[1]) Zement und Beton 1906.

wurde in Streifen von 1,8 m von Graben zu Graben unterhöhlt und sofort jeder Streifen mit Beton 1 : 3 : 6 ausgefüllt, der außerdem durch 25 mm starke Eiseneinlagen *b* in Abständen von 30 cm bewehrt wurde. Es wurde dabei so verfahren, daß zwischen zwei Streifen immer ein ebenso breiter Damm stehen blieb, welcher später ebenfalls durch Eisenbeton ersetzt wurde. Über die rückwärtige Pfahlreihe wurden ebenfalls zwei 25 mm starke Eiseneinlagen *e* gebettet. So wurde eine durchgehende Eisenbetonplatte von 1,20 m Stärke und 4,8 m Breite erzielt, welche auf den beiden Pfahlreihen aufruhte. Nun wurde die schiefe Mauer auf ihre neue Unterlage gebracht. Dies geschah durch Ausspülung des schmalen keilförmigen Tonstreifens, der noch zwischen der alten und neuen Grundplatte lag. Gleichzeitig wurde auch von der Rückseite durch Winden der Bewegung nachgeholfen.

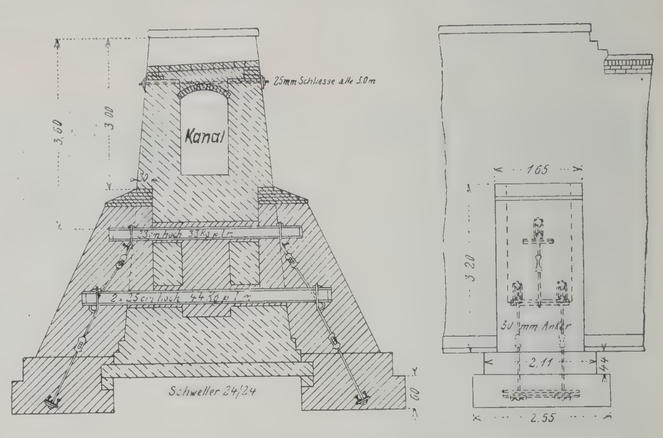


Abb. 159. Querschnitt der verstärkten Zwischenmauern am Quindero-Bassin.

Die wagerechte Fuge zwischen dem alten und neuen Beton wurde mit dünnflüssigem Zementmörtel ausgegossen. Es mußte nun noch die Grundplatte verbreitert werden; dies geschah, wie in Abb. 161 zu sehen ist, lippenförmig nach rückwärts. Hierauf wurde die Rückseite gut aufgerauht, genäßt und in eine hierauf aufgetragene, 10 cm starke fette Betonschicht Rundeisenstäbe *c* von 38 mm Stärke in 60 cm Entfernung eingebettet, die die Zugspannungen aufnehmen sollten, an ihrem oberen Ende nach vorwärts abgebogen und hier durch 25 mm starke und 25 cm lange und breite Platten *d* verankert wurden. Auf der Vorderseite wurden Stützpfeiler *f* angeordnet, die mit der alten Betonmasse durch viermalige 15 cm breite Verzahnung und durch je zwei rechtwinklig abgebogene, 13 mm

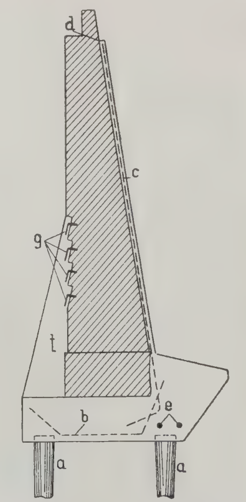


Abb. 161. Querschnitt des rekonstruierten Widerlagers zu Pueblo.



Abb. 160. Lichtbild des gesenkten Widerlagers in Pueblo.

starke Eisen g verankert wurden. Diese Pfeiler sind 45 cm breit und in einem Abstande von 1,50 m angeordnet.

Rekonstruktion des eingegangenen Widerlagers der Marrioutbahn in der Nähe des Mariotissees (Ägypten).[1]) Die Widerlager dieser Eisenbahnbrücke waren nach dem System Compressol gegründet. Unter jedem Widerlager waren 10 Brunnen vorgesehen, welche bis auf 10 m unter Normalwasserspiegel gedrungen waren. Über den 10 Betonbrunnen wurde eine bewehrte, 1 m starke Betonplatte ausgeführt, auf welcher sich das eigentliche Widerlager aufbaute. Bei der Belastungsprobe der eisernen Tragwerkskonstruktion senkte sich das eine Widerlager erst ruckweise um 10 cm und sank bald darauf über 1 m ein, wobei es eine schiefe Lage annahm. Hierbei konnten im Widerlagerbeton keinerlei Risse vorgefunden werden. Es wurde nun beschlossen, das neue Widerlager auf Holzpfählen zu gründen, welche bis zu einer Tiefe von rd. 14 m unter dem Normalwasserspiegel gerammt wurden, und die Fundamentplatte

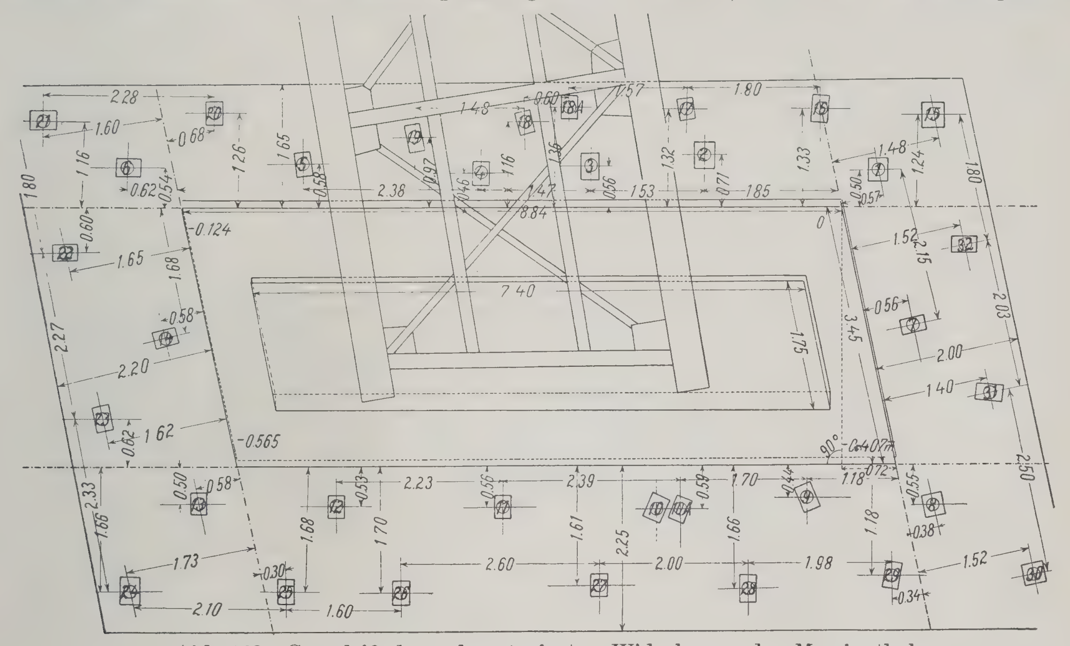


Abb. 162. Grundriß des rekonstruierten Widerlagers der Marrioutbahn.

bedeutend zu verbreitern. Wie aus Abb. 162 zu ersehen ist, wurden die Pfähle in zwei Reihen gerammt und, da die Eisenkonstruktion während der Rekonstruktionsarbeiten nicht abgetragen wurde, unsymmetrisch angeordnet. Die neue Fundamentplatte hatte eine Oberfläche von rd. 1 000 000 cm², was einer spezifischen Bodenpressung von 0,6 kg/cm² entspricht. Der Arbeitsvorgang war der folgende: Zuerst wurde der Oberbau entfernt und der Bahndamm hinter dem Widerlager abgetragen, derart, daß es ganz freistand. Mittels hydraulischer Winden wurde die Eisenkonstruktion gehoben und auf dem alten Widerlager selbst mittels Holzklötze in der normalen Lage erhalten. Dann wurden vor dem Widerlager 15 Pfähle gerammt, wobei die Ramme auf der Brücke stand. Diese Pfähle wurden durch Zangen untereinander verbunden und bildeten ein provisorisches Widerlager, auf welchem die Brücke durch englische Winden und Holzverkeilungen unterstützt wurde. Zwischen dem Holzjoche und dem eingegangenen Widerlager wurde ein Fangdamm errichtet. Während nun die in Abb. 162 ausgeteilten

[1]) Beton u. Eisen 1908, Heft V, S. 110 u. Heft VI, S. 143.

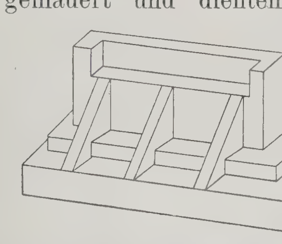
Pfähle gerammt wurden, wurde das alte Widerlager bis zur Höhe der Auflagerplatten abgetragen. Weiter wurde die Oberfläche des Betons aufgerauht und dem Widerlager die Form gegeben, wie sie in Abb. 163 zu sehen ist. Mit dem Aushub wurde bis 2,50 m unter Normalwasserspiegel gegangen, sodann eine Lage Steine eingebracht und gestampft, um im Schlamme wenigstens eine halbwegs feste Unterlage zu haben. Die Pfähle wurden 10 cm unter dem niedrigsten Wasserstand abgesägt, derart, daß sie noch etwa 50 cm in den zu stampfenden Beton hineinragten. Durch jeden dieser Pfahlköpfe wurden zwei 80 bis 100 cm lange Eisenstangen in aufeinander senkrechten Richtungen in heißem Zustande durchgebohrt, um eine möglichst gleichmäßige Lastverteilung herbeizuführen. Zuerst wurde um die alte Fundamentplatte herum ein Eisenbetonträger ausgeführt, der auf allen Pfählen ruht und doppelt bewehrt wurde, und zwar je oben und unten mit 5 R.-E. von 19 mm Stärke. Sowohl die obere als auch die untere Bewehrung geht durch, und an den Ecken sind die Bewehrungen überkreuzt und durch 50 cm lange Haken miteinander verbunden. Um die freie Länge dieser Träger zu verkürzen, wurden durch das alte Widerlager einmal, sowohl an den beiden Enden als auch in der Mitte (zusammen drei) Löcher gebohrt, durch welche je eine Eisenstange von 32 mm Durchmesser gesteckt wurde; einerseits endigten diese Stangen einfach mit einem Umbug im Beton, anderseits umfaßten sie mittels eines Hakens eine der Eisenstangen der oberen Bewehrung des Randträgers. Über diesen drei Stangen wurden noch in der Mitte des Widerlagers zwei Löcher nebeneinander gebohrt und je eine Stange von 32 mm Durchmesser dadurchgesteckt. Beiderseits umfaßten diese Stangen ein Eisen der oberen Bewehrung mittels eines Hakens; auf der Vorderseite des Widerlagers wurden überdies diese Stangen durch eine schiefe Stange mit einem Eisen verankert, das durch die ganze Länge des Widerlagers durchgeht und zwischen der oberen und unteren Bewehrung liegt. Weiter wurden auf den beiden Längsseiten je fünf Löcher und auf den Schmalseiten je ein Loch gebohrt, in die kürzere Stangen von 32 mm Durchmesser einbetoniert wurden. Alle diese Anordnungen sind in Abb. 163 zu ersehen. Um eine Verbindung der parallel laufenden Träger einerseits und des alten Betons mit dem neuen Beton anderseits zu erzielen, wurden alle 40 cm Stangen von 19 mm Durchmesser über das alte Widerlager gelegt. Alle diese Eisen sind untereinander durch Flacheisenbügel verbunden und durch umgekehrte Bügel mit dem Beton verankert. Das neue Widerlager bildet also eine abgestumpfte Pyramide, die sich über dem Randbalken erhebt und das alte Widerlager umhüllt.

Abb. 163. Querschnitt des rekonstruierten Widerlagers der Marrioutbahn.

Die Fundierung des Widerlagers am anderen südlichen Ufer wurde ähnlich durchgeführt, obzwar sich dieses Widerlager während der Probe nicht gerührt hatte; es wurden statt der Betonpyramide auf den beiden Längsseiten je 3 Eisenbetonrippen ausgeführt, wie dies schematisch die Abb. 164 wiedergibt. Die Rippen sind 70 cm breit und reichen bis zur Höhe der Auflagerplatten; ihre Bewehrung besteht aus je 1 Eisen von 32 und 4 Eisen von 38 mm Durchmesser. Von diesen 5 Eisen geht eins durch ein durch das Widerlager gebohrtes Loch; die vier anderen sind einbetoniert, wie dies Abb. 165 zeigt. Der Randbalken wurde auch hier mit je 5 R.-E. 19 mm oben und unten bewehrt.

3. Pfeiler.

Eine anderweitige interessante Rekonstruktion ist jene der Pfeiler der Poughkeepsie-Brücke.[1] Die Rekonstruktion dieser Pfeiler ergab sich als eine Folge der Verstärkung des eisernen Überbaues, den diese Pfeiler zu tragen hatten. Der alte westliche Auflagerpfeiler war 14,6 m hoch, oben 2,15 m breit und 11 m lang, im Fundament aber 3,35 m breit und 12,5 m lang und war teils auf Felsen, teils auf einer Tonschicht aufgemauert. Vier 1,20 m hohe und 11 m lange Blechträger waren in der Längenausdehnung des Pfeilerfußes in diesen eingemauert und dienten als Verankerungsplatte für die beiden senkrechten Zugankerketten, welche an die Lagerstützen der Hauptträger angeschlossen waren.



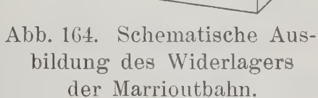


Abb. 165. Querschnitt des rekonstruierten Widerlagers der Marrioutbahn.

Abb. 164. Schematische Ausbildung des Widerlagers der Marrioutbahn.

Beim Aufmauern der Pfeiler hatte man die Träger, auf denen die Hauptauflager ruhten, und die Träger der Verankerungsplatte im Pfeilerfuß in rechteckige offene Aussparungen gelegt, so daß diese beiden Trägersysteme gegen Wetter und Feuchtigkeit teilweise ungeschützt lagen, ebenso wie ihre Verbindungsketten in offenen Schächten von 60 cm im Geviert. Diese Schächte hatte man unten vollkommen vermauert, so daß die Verankerungen unzugänglich blieben und selbst einfallender Regen und Schnee nicht entfernt werden konnte, da der Zwischenraum zwischen Ankerkette und Schachtwandung ein Einsteigen nicht zuließ. Nachdem man nun doch gelegentlich des Umbaues das Mauerwerk unten geöffnet und die Verankerungen freigelegt hatte, zeigte sich, daß sowohl Mauerwerk als Eisenteile im Pfeiler weitgehende Ausbesserungen erforderten. Die ganze Fundierung wurde überhaupt den heutigen Anforderungen nicht mehr entsprechend erachtet und beschlossen, dieselbe zu verbessern und in der Kubatur zu verstärken, um dadurch ein größeres totes Gewicht für Verankerungszwecke zu erhalten, indem man den alten Pfeiler mit einer dicken Hülle von Eisenbeton umgab, der gehörig mit dem alten Mauerwerk in Verband gebracht wurde. Neue Verankerungsstangen und Reaktionsankerplattenträger wurden vorgesehen, welche fast einen neuen Pfeiler für sich bildeten. Diese Arbeit mußte äußerst vorsichtig und sorgfältig vorgenommen werden, da in Rücksicht auf die Aufrechterhaltung des Betriebes auf der Brücke die alten Eisen- und Mauerwerksteile nicht entfernt werden durften und doch alles geschehen mußte, um deren weitere Zerstörung zu verhindern.

[1] Eng. Record 1907, 9. November, S. 502 und Beton u. Eisen 1908, Heft XVI, S. 385.

Das alte System der Reaktionsankerplattenträger blieb in seiner ursprünglichen Lage eingebettet und diente zugleich als Verteilungsträger der vermehrten Auflasten auf das alte Fundamentmauerwerk. Unter den alten Verankerungslängsträgern aber zog man, rechtwinklig zu denselben, zunächst drei Paare neuer Blechträger ein, deren Enden, weit aus dem alten Mauerwerk hervorragend, in den neuen Umhüllungsbeton eingebettet wurden. Da aber die neuen Zuganker an diese Trägerenden angeschlossen wurden (s. Querschnitte), so legte man, um diese Enden gegen Aufwärtsbewegungen zu sichern, in den Umhüllungsbeton auf jeder Längsseite des Pfeilers noch je ein Trägerpaar parallel zum alten Längsträgersystem ein. Die neuen Verankerungsstäbe wurden nur in dem Umhüllungsbeton geführt, dessen Rauminhalt die Masse des Pfeilers nunmehr fast verdoppelte. Die Durchführung dieser Maßnahmen war, wie aus dem Folgenden erhellt, mit größten Schwierigkeiten verknüpft.

Die untersten Fundamente wurden durch einen Stampfbetonvorfuß von 15,24 m Länge und 3,35 m Breite auf der Talseite des Pfeilers gesichert. Diese Fußverbreiterung wurde stückweise in einzelnen Streifen ausgeführt, um dieselben unter Herausarbeiten von Teilen des alten Mauerwerks in das letztere einbinden zu können. Bei der Untersuchung des alten Mauerwerks hatte man einige Steine im unteren Teile des Pfeilers herausgenommen, um überhaupt einmal eine genauere Untersuchung des Zustandes des alten Ankerträgersystems vornehmen zu können. Dieses Mauerwerk wurde aber in so schlechter Verfassung vorgefunden, daß man kaum wagte, mehr davon herauszunehmen, ehe nicht durch besondere Vorkehrungen eine Sicherung der bloßgelegten Teile bewirkt war. Man führte daher, um auch zugleich die Trägerflanschen des alten Trägersystems gegeneinander abzusteifen, Pfeilerchen aus hartgebrannten Klinkern zwischen den Stehblechen und neben denselben auf, stopfte, nachdem der Maurer jeweils zurückgekrochen war, Beton in die verbliebenen Hohlräume und ließ, um auch den letzten Hohlraum zu dichten, durch das Außenmauerwerk Löcher bohren, durch welche unter starkem Druck dünnflüssiger Mörtel eingepreßt wurde, um so das Mauerwerk über und unter den Trägern in starren Verband zueinander zu bringen.

Die beiden alten Zugankerketten waren derart an das alte Trägersystem angeschlossen, daß jede derselben mit einem kurzen Querträgerpaar, welches unter den Längsträgern rechtwinklig zu denselben lag, verkuppelt worden war.

Die neuen Zugverankerungen wurden, um ein Nachziehen zu ermöglichen, außerhalb des alten Bruchsteinkerns zunächst in einem Holzkanal durch den Umhüllungsbeton bis zur Verkupplung mit den drei kurzen Kastenträgerpaaren geführt. Die Einlegung dieser sechs Kastenträger konnte nur nacheinander erfolgen, um nicht den Pfeilerquerschnitt durch Freilegung eines zu großen Stückes zu sehr zu vermindern. Man arbeitete zu diesem Zwecke im alten Mauerwerk direkt unter den alten Längsträgern Kanäle aus, nur gerade so weit, daß die neuen kurzen Querträger untergezogen werden konnten. Zwischen die Unterflanschen der alten Längsträger und die Oberflanschen der neuen Kastenträger trieb man breite Stahlkeile, um eine sichere Übertragung der Anlagedrücke zu gewährleisten.

Diese Kastenträger besaßen eine Höhe von 107 cm, eine Breite von 61 cm und eine Länge von je 5,80 m. Auf die um je 1,20 m aus dem alten Mauerwerk herauskragenden Enden derselben wurden beiderseits des alten Pfeilers die bereits erwähnten beiden Längsträgerpaare aufgelagert, deren Aufgabe darin bestand, eine gleichmäßige Verteilung der Kragendendrücke auf die Überbetonierung beim Anziehen der Zuganker zu vermitteln. Diese Trägerpaare bestanden aus je zwei 1,60 m hohen und 13,10 m langen genieteten Blechträgern, welche in Abständen von 76 cm voneinander Stabwerk-

querverbände besaßen. Die neuen Zuganker bestanden in drei Systemen von je acht Flacheisen, letztere bei der mittleren Verankerung je 178 × 54 mm, bei den beiden äußeren Verankerungen 152 × 31 mm stark. Dieselben wurden mittels 15 cm starker Bolzen an die Kragenden der Querkastenträger angeschlossen.

Um das neue Betonmauerwerk in möglichst innigen Verband zu dem alten Bruchsteinmauerwerk zu bringen und so beides zu einem gleichartig wirkenden Ganzen zu verbinden, legte man über die Enden der großen Längsträger am oberen wie am unteren Ende des Pfeilers je einen 5 m langen und 61 cm hohen I-Träger ein, dessen Steg dicht an dem alten Mauerkörper anlag, während man die Flanschen auf der dem Mauerwerk zugekehrten Seite in Schlitze eingreifen ließ, die in jenes eingearbeitet waren. Weiterhin wurden in alle vier Ansichtsflächen des alten Mauerwerks paarweise in wagerechten Abständen von 90 cm und in senkrechten Abständen von 1,50 m voneinander 5 cm weite und 30 cm tiefe Löcher gebohrt, in welche man 1,20 m lange und 3 cm starke Eisenbolzen festkeilte, von denen einige selbst durch den Steg der 61 cm hohen Träger durchgeführt wurden. Über die herausstehenden Bolzen wurden Streckmetallstreifen gelegt und der ganze untere Pfeiler zudem mit einem geschlossenen Band von Streckmetall auf eine Höhe von 2,40 m umkleidet.

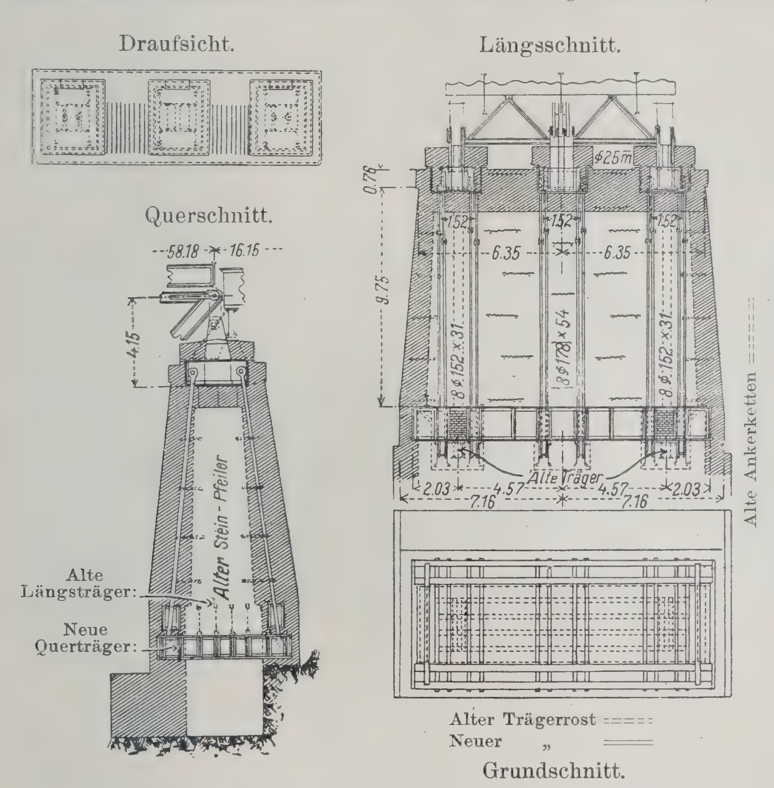


Abb. 166. Grundriß und Querschnitt der rekonstruierten Pfeiler der Poughkeepsie-Brücke.

Diese Streckmetallumkleidung wurde mit sehr naß angemachtem Beton im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 5 eingestampft, wobei man den Beton zugleich bis zur Höhe der oberen Verankerungen, den alten Pfeiler somit vollkommen einhüllend, hinaufführte und schließlich auch die Schächte der alten Ankerketten mit dem gleichen Material ausstampfte. Auf diese Weise wurde der Pfeiler befähigt, eine negative Stützenreaktion von 479 t zu erzeugen.

Um nun die ungeheuren Auflagerdrücke des eisernen Überbaues während der Auswechslung der oberen Verankerungen auszuschalten, wurden die Gurtungen dieses Überbaues in den benachbarten Knotenpunkten durch Fachwerkstützgerüste unterfangen und dermaßen auf dieselben aufgekeilt, daß ein Auflagerdruck auf den Pfeiler vollkommen entfiel. Dasselbe geschah auch an der leichteren landwärtigen eisernen Trag-

konstruktion. Die Abb. 166 u. 167 stellen die Pfeiler nach ihrem Umbau dar, so daß noch Teile der Unterfangungsgerüste darauf sichtbar sind.

Da aber der Betrieb aufrechterhalten werden mußte, galt es nun noch, eine Zwischenstützkonstruktion für die Fahrschienen zwischen den dem Pfeiler am nächsten liegenden Unterfangungspunkten zu schaffen. Zu diesem Zwecke streckte man unter jede Schiene zwei 60 cm hohe, 36 kg/m schwere I-Träger derart, daß der Pfeiler auch von deren Auflagerdruck vollkommen verschont blieb.

Erst jetzt nahm man den Pfeilerkopf in Angriff, trug denselben auf eine Höhe von 3 m ab und versetzte in dieser Höhe um jede der drei alten Verankerungen herum ein Paar vorher in Formen hergestellte und genügend erhärtete Betonquadern, deren senkrechte Nuten an den einander zugekehrten Seiten einen Schacht bildeten, um in diesem die alten Verankerungen durchzulassen. Diese Steine konnten vermöge ihrer Erhärtung sogleich der vollen Druckbeanspruchung ausgesetzt werden, indem man direkt nach dem Versetzen auf ihnen die neuen Auflagerplatten aufmontierte.

Am Westende der Brücke lagen die Verhältnisse etwas anders, und der Verkehr wurde daselbst in folgender Weise aufrechterhalten. Die dem Ufer zu gelegene Öffnung wird daselbst durch einen 17,7 m langen Blechträger gebildet, dessen dem Flusse zugekehrtes Ende durch ein Gerüst unterfangen wurde, um den Betonpfeiler bezw. den auf diesem ruhenden eisernen Stabwerkpfeiler zu entlasten. Die Überführung der Fahrschienen über den Pfeiler hinweg geschah hier durch ein System von acht 40 cm hohen I-Trägern, deren landwärtige Enden mit auf dem Unterfangungsgerüst auflagen, während die anderen Enden, über das Auflagermauerwerk hinwegreichend, auf die äußersten Enden der Gurtungen der Hauptöffnung aufgelegt wurden.

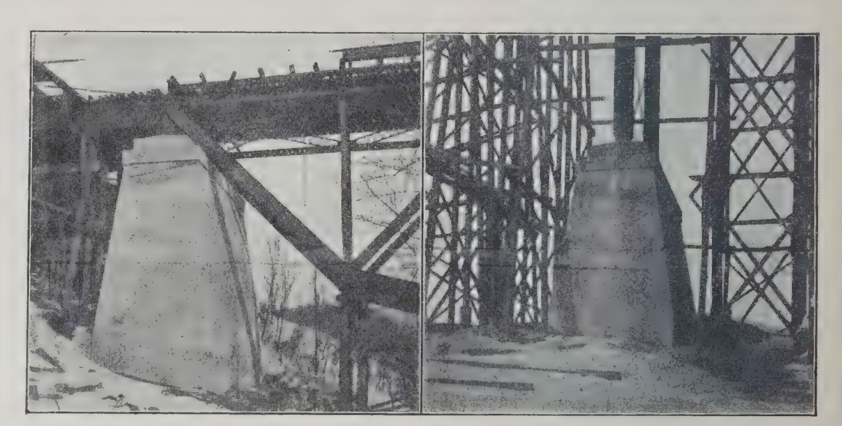


Abb. 167. Lichtbild der rekonstruierten Pfeiler der Poughkeepsie-Brücke.

An einem Sonntag wurde darauf jeder Verkehr auf der Brücke eingestellt und schwerbelastete Wagen über dem den Pfeiler belastenden Auflagerende des Hauptträgers aufgestellt, derart, daß der hierdurch erzeugte Auflagerdruck größer war als die den alten Verankerungen innewohnende negative Stützenreaktion, die alten Verankerungen somit außer Spannung gesetzt wurden. Hierauf schnitt man die letzteren in Höhe der Oberkante der vorerwähnten Betonquadern mittels pneumatischer Bohrer durch, löste die alten Auflagerstühle oben aus ihren Lagern, hob sie heraus und setzte an ihre Stelle die neuen genieteten stählernen Auflagerstühle mit einer Höhe von 2,74 m bei einer Breite von 2,44 m, so daß die Enden beiderseitig über die beschriebenen Auflagerbetonquadern hinausragten, um hier die neuen Ankerstäbe anzuschließen, die in hölzernen Kanälen aus dem den alten Pfeiler umhüllenden Beton von unten herausragten.

Nunmehr galt es, die Verankerungsstäbe so anzuziehen, bis eine Spannung von 6000 englischen Pfund auf 1 Quadratzoll = 422 kg/cm² erreicht wurde, welche Spannung für genügend erachtet wurde, um im Mauerwerk eine um ein geringes größere Druckspannung zu erzeugen, als dem größtmöglichen Auflagerdruck der in Betrieb befindlichen Brücke entsprach, damit auch bei diesem Größtdruck immer noch eine hinreichende Spannung den Verankerungen innewohne, um eine Lockerung der Auflagerstühle gegenüber den Fußverankerungen auszuschließen.

Nachdem so die Ankerstäbe ihre endgültige Lage und Spannung erhalten hatten, zog man die Schachtschalung um dieselben heraus, goß die Hohlräume aus, errichtete um die neuen Ankerstühle herum eine hölzerne Schalung und betonierte den Raum zwischen dieser und den Außenschalungen des Pfeilerkopfes aus. Nach Entfernung der die Ankerstühle umschließenden Innenschalung stellte man Dachpappestreifen an deren Stelle und umstampfte auch noch die zwischen dieser Dachpappe und den drei Ankerstühlen verbliebenen Hohlräume, wobei diese Betonierung um etwa 1 m über den äußeren Pfeilerkopf hinaus hochgeführt wurde unter gleichzeitigem wagerechten Übergreifen des Betons über die Dachpappefugen um etwa ½ m, um so die Ankerstühle gegen Eindringen von Feuchtigkeit von oben und von der Seite her zu schützen, gleichzeitig aber durch die Dachpapptrennung ein Dehnen der Ankerstühle in senkrechter Richtung zu ermöglichen, ohne daß hierdurch in dem äußeren Betonmauerwerk Scherspannungen bezw. Risse erzeugt werden.

Die ganze Arbeit konnte angesichts der Notwendigkeit der Betriebsaufrechterhaltung nur langsam vorgenommen werden und wurde durch 30 Arbeitskräfte in einem Zeitraum von 80 Tagen durchgeführt.

Die ganze Ausführung verdient aus dem Grunde besonderes Interesse, weil sie die erste fest eingebaute Brückenverankerung darstellt. Bislang hatte man streng an der Forderung festgehalten, daß alle Verankerungsteile stets zugänglich blieben, wodurch die Gefahr von Zerstörungen nie ganz ausgeschaltet werden konnte, da selbst Luftfeuchtigkeit hinreicht, um auf die Dauer rostbildend zu wirken, und es oft sehr schwierig, wenn nicht gar unmöglich ist, das Eindringen von Rost an allen Stellen zu verhindern.

Im Hinblick hierauf hat man sich diesmal entschlossen, zu dem Radikalmittel zu greifen und alles mit Beton einzuhüllen.

Weitere sehr interessante Rekonstruktionen bestehender Mauern oder Pfeiler sind jene der Stützmauern in Verviers in Belgien, durch Anordnung von Rippen, jene der Stützmauer für die Handelskammer in Southampton und jene der Zwischenpfeiler der Brücke über den Mohawk-Fluß der New-York- und Hudson River-Eisenbahn bei Schenectady in Amerika u. v. a.

Literatur.

a) Werke.

Berger et Guillerme, La construction en ciment armé, Paris 1902 (Text und Atlas).

Beton-Kalender 1906 bis 1910, Berlin.

Buel & Hill, Reinforced concrete, New-York.

Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen, Berlin 1905.

Expanded metal concrete, published by the New Expanded Metal Comp. of London.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Haeseler, Stütz- und Futtermauern, Leipzig 1905.

Het Cement Ijzer in Theorie en Practijk von Sanders, Amsterdam.

Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch, 20. Auflage, Berlin 1908.

Melan, Die Beton-Eisenbrücke Chauderon—Montbenon bei Lausanne, Berlin 1906.

Möller, Erddrucktabellen, Leipzig 1902.

Nowak, Der Eisenbetonbau bei den neuen, von der k. k. Eisenbahnbaudirektion hergestellten Bahnlinien Österreichs, Berlin 1907.

Relevé des travaux Hennebique pendant 1899 à 1906, Paris.

Rutgers, Eenige werken in Gewapend Beton uitgerverd door de Gemeente Rotterdam, s'Gravenhage.

Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion, Stuttgart 1906.

b) Zeitschriften.

Beton u. Eisen, Berlin.

Deutsche Bauzeitung (Zementbeilage), Berlin.

Zement und Beton, Berlin.

Kohle und Erz, Kattowitz.

Süddeutsche Bauzeitung, München.

Zentralblatt der Bauverwaltung, Berlin.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins, Wien.

Le Béton armé, Paris.

Le Ciment, Paris.

Mémoires de la Société des Ingénieurs civils, Paris.

Engineering News, New-York.

Engineering and Building Record, New-York.

Concrete Engineering. Cleveland.

SACHVERZEICHNIS ZUM III. BANDE.

Bearbeitet von **E. Brugsch**, Stadtbaurat in Spandau.

Die Ziffern bedeuten die Seitenzahlen.

Abbot, Fußverbreiterung von Betonpfählen 203.
Abmessungen von Betonbrunnen für Wasserentnahme 294.
— und Bewehrung der Brunnen aus Eisenbeton für Brückenstrompfeiler 297.
— der Brunnen für Drehbrückenfundamente 291.
— von Brunnen aus Eisenbeton 288.
— der Brunnen in Eisenbeton für Wasserwerk 296.
— einer Eisenbetonplatte für Fundierung eines wasserdichten Kellers 288.
— und Gewicht der Caissons aus Eisenbeton beim Bau der Untergrundbahn in New-York 310.
— und Gewicht der Caissons aus Eisenbeton für Uferpfeiler der Ferdinandsbrücke in Wien 302.
— und Gewicht der verschiedenen Stößel beim System Compressol 187.
— für Kugelfang aus Eisenbeton 342.
— der Raymond-Pfähle bei Boden mit oberen festen Schichten 173.
— — bei gleichmäßigem Material in der ganzen Bodentiefe 172.
— von Senkbrunnen für kleinere Brücken 292.
— der Senkbrunnen beim Turmfundament des Kieler Rathauses 286.
Abmessungen für den wasserdichten Trog einer Landstraßenunterführung der holländischen Staatsbahnen bei Utrecht 185.
Abschließung einer Baugrube mit Eisenbeton beim Zuleitungskanal für das Elektrizitätswerk Wangen a. d. Aare 313.
Absenkung eines Senkkastens aus Eisenbeton 302.
Albert (Somme), nachträgliche Verstärkung der Fundamente eines Kirchturms durch bewehrten Beton nach Hennebique 141.
Alexanderkirche, Zweibrücken i. d. Pfalz, Fundamentsicherung durch Monierwerkplatten 141.
Alexandrien, gekuppelte Pylone nach System Compressol bei den Dock- und Magazinbauten 194.
Allgemeine Betrachtungen über Mauerwerksbau und Einteilung der Besprechung 319.
Alligatorspitze, offene, bei Simplexpfahl 266.
Amsterdam, Neue Börse, wasserdichte Keller 129.
—, Postsparkassengebäude, wasserdichte Keller 128.
Annapolis, Bau der Marineakademie, Feststellung der Tragfähigkeit von Pfählen mit verschiedener Verjüngung 170.
—, Marineakademie als hervorragendes Beispiel der Anwendung von Raymond-Pfählen 173.
Anschüttungen als Baugrund 13 u. f.
—, Fundierung auf A. mittels durchgehender Eisenbetonplatte 18 u. f.
Anschwemmungen, Fundierung einer Brücke auf solchen 90.
Arbon (Bodensee), Fabrik der A.-G. Heine u. Co., Fundierung auf Plattenrost 59 u. f.
Aufpfropfen eines Eisenbetonpfahls auf Holzpfahl nach Möbus 207.
Ausbesserung eines durch Grundwasserhöhenänderung beschädigten Pfahlrostes mit Beton 205.
— eines tief gelegenen, gemauerten Kellers für Heizungsanlagen im Seminar zu Warmond in Eisenbeton 131.
Ausführungsbeispiele für Brunnen in Eisenbeton 296.
— von Spundwänden aus Eisenbeton 317.
— für Unterfangen von Gebäuden mit Straußpfählen 281.
Ausführungszeit eines Fangdammes aus Eisenbeton 317.
— und Tiefe für Absenkung von Eisenbetonbrunnen 293.
Avignon, Brückenbau, Grundstößelramme 195.

Bach, Berechnung von Platten 80.
Bahnsteighallen, einstielige, Versuch mit exzentrischer Belastung der Zementbau-A.-G. Hannover 34.

Balkenbrücken, Widerlagerfundamente 39, 90.
Baltimore, Baugrundsenkung an der Pumpstation 8.
Baugrund, Anschüttungen 13 u. f.
—, Belastung 9 u. f.
—, Belastung desselben bei der Berliner Stadtbahn 18.
—, Belastung, exzentrische 34 u. f., 44 u. f.
—, Belastung durch Stützlasten 22 u. f.
—, Belastung, zulässige, Begriffserklärung derselben 21.
— —, zulässige, Einfluß der Umgrenzung des Baugrundes 16.
— —, zulässige Erhöhung mit zunehmender Tiefe 14.
— —, zulässige, Versuche zur Bestimmung derselben 15 u. f.
—, Beurteilung desselben 8.
—, Bewegung flüssiger Schichten und Schutz dagegen durch eine Spundwand 4.
— in Chicago 7.
—, Entwässerung desselben 8.
—, Probebelastungen 16 u. f.
— -Prüfung durch Feststellung der Beziehung zwischen Einsenkung und Verdichtung von Ingenieur Stern, Wien 156.
—, Schichtenplan des guten Baugrundes in der Thomasiusstraße in Berlin 19.
—, schwebende Fundierung auf ungleichmäßigem B. als Ursache der Beschädigung eines Gebäudes 154.
—, Senkungen 2 u. f.
—, Untersuchung und Vorbereitung desselben beim Neubau des Oberlandesgerichts in Düsseldorf 23 u. f.
Bauunfälle bei Flachgründungen s. Mißgriffe.
Bauvorgang zur Herstellung eines Bahnsteiges auf Betonpfeilern und Holzpfählen unter Aufrechterhaltung des Personenverkehrs 206.
Behälterböden aus durchgehender Fundamentplatte mit oberen Rippen 111.
— in Form einer unter Gruppenplatten durchgehenden Platte 76.
Behrent, Geschäftshausneubau in Kiel mit 2 m Wasserstand über der Kellersohle 134.
Beispiele von ausgeführten Fundierungen mittels Plattenrostes 52 u. f.
— von ausgeführten Gruppenplatten 48 u. f.
Belastung des Baugrundes bei der Berliner Stadtbahn 18.
— des Baugrundes durch Nutzlasten 22 u. f.
—, exzentrische, Einfluß von Lagenänderungen der Fundamentplatten 34 u. f.
— — von Fundamentplatten 34 u. f., 44 u. f., 126.
— mit Führungspfählen bei Belastungsproben 229.
— von Pfählen bei verschieden geneigten Druckflächen 148.
—, zulässige, des Baugrundes 9 u. f.
— —, des Baugrundes, Begriffserklärung 21.
— —, des Baugrundes, Vergrößerung derselben mit zunehmender Tiefe 14.
Belastungsproben mit Bahnschienen, Traggeschirr von Krapf 228.
— beim Bau des Polizeidienstgebäudes in Charlottenburg 229.
— einer Gruppe von 4 Pfählen nach Bernhard 228.
— von Pfählen beim Bau der Berliner Stadbahn 227.
— eines Raymond-Pfahles mit 66,7 t 170.
Belastungsversuche mit Konuspfählen nach Stern 177.
— von Upson mit Pfählen von verschiedenem Konus 170.
Bemerkungen, allgemeine, über Gründungen auf Schwebepfählen 155.
Berang-Metz, Betonpfahl desselben mit Klappen 184.
Berechnung von allseitig aufgelagerten Platten 80 u. f.
— — belastet durch Einzellasten 86.
— der Balken des Fundaments eines Brückenwiderlagers für Lokalbahn Tarnopol 258.
— der Beanspruchungen im Widerlager der Isonzobrücke bei Salcano 37.
Berechnung der Blendmauer aus Eisenbeton der Rennbahn Montebello bei Triest 331.
— von Bohlwerken als Uferverkleidungen nach Prof. Kayser 405.
— der Bügelbewehrung einer Plattendecke für Lokalbahn-Brückenwiderlagerfundamente 258.
— von durchgehenden Grundplatten von gleichmäßiger Stärke 91, 95, 99.
— von durchgehenden Grundplatten mit oberen Rippen 115 u. f., 120.
— von durchgehenden Grundplatten mit unteren Rippen 106 u. f.
— einer Eisenbetonmauer zu Malchin aus Böcken mit Zug- und Druckpfahl, Winkelstützmauer und stehenden Eisenbetonplatten 411.
— der Eisenbetonpfähle für Lokalbahn-Brückenwiderlagerfundamente 258.
— einer eisenbewehrten Betonplatte für das Fundament eines Zementsilos in Livorno 181.
— des Erddrucks 346.
— des Erddrucks durch Zeichnung 348.
— von Fundamenten von Bauten im Bergwerksgebiet, Grundsätze 65.
— eines Fundaments aus Betonplatte auf Pfählen 151.
— der Fundamentplattenbreite bei Winkelstützmauern aus Eisenbeton nach Massart 358.
— von Fundamentverbreiterungen 29.
— einer Giebelwand aus Eisenbeton in Prag an der Maschinenhalle der Jubiläumsausstellung 336.
— der Grundplattenbreite von Winkelstützmauern aus Eisenbeton nach Weiske 359.
— von Gruppenplatten mit Verbindungsplatten 79.
— der Konstruktionsteile für die Fischhalle in Ymuiden 290.
— von Mauern gegen Winddruck 320.

Berechnung der Momente der Monierplatten bei Winkelstützmauern aus Eisenbeton 370.
— der Platte des Fundaments eines Brückenwiderlagers für Lokalbahn Tarnopol 257.
— von Platten unter ganzen Gebäuden, Annahmen 75.
— eines Plattenrostes, bestehend aus einer durch einen Mittelträger unterstützten Platte 60.
— der Rammungstiefe bei Bohlwänden mit und ohne Auflast nach Kayser 406.
— von Rippenplatten in Eisenbeton 73, 106.
— der Standsicherheit von durch Winddruck beanspruchten, freistehenden Wänden, Zahlenbeispiel 325.
—, statische eines Fangdammes aus Eisenbeton 314.
— einer Stützmauer aus 6,2 m hohen Eisenbetonwänden zwischen Bruchsteinpfeilern 350.
— der Tragfähigkeit des Baugrundes aus Schlag und Hubhöhe des Rammklotzes 259.
— von verankerten Mauern mit über Hauptgleitebene greifenden Ankern 405.
— der Verstärkungsrippen am Plattenrost des Zeilpalastes in Frankfurt a. M. 56 u. f.
— der Winkelstützmauer aus Eisenbeton unter Berücksichtigung des Reibungswinkels bei Sicherheit gegen Gleiten 368.
— von Winkelstützmauern aus Eisenbeton, Grundsätze 357.
— der Winkelstützmauern aus Eisenbeton ohne Rippen nach Baumstark 362.
— der Winkelstützmauer aus Eisenbeton, Straßenüberführung, Döbeln 384.
— der Winkelstützmauer aus Eisenbeton in Sambor (Galizien) 378.
— der Winkelstützmauern aus Eisenbeton am Tempelhofer Felde in Berlin 372.
— der Winkelstützmauern aus Eisenbeton mit Versteifungsrippen 365.
Berechnung der Zusatzflächen einer Flachgründung bei Zuhilfenahme einer Konuspfählung 166.
Bergwerksgebiet, Bauten im B. 62 u. f.
— —, Beispiele ausgeführter B. 64 u. f.
— —, Vorteile der Eisenbetonbauweise 63, 64.
—, Berechnung der Fundamente, Grundsätze 65.
—, Fundierung durch Rippenplatten in Eisenbeton 70.
Berlin, Bank für Handel und Industrie, Fundierung auf durchgehender Platte mit unteren Rippen 104.
—, Medizinisches Warenhaus, Fundamentplatte mit unteren Rippen 102.
—, neues Rathaus, Fundierung des Turmes auf durchgehender Grundplatte 87.
—, Speicher, Hamburger Bahnhof, Fundamentplatte 111.
—, Stadtbahn, Belastung des Baugrundes 18.
— —, Belastungsproben von Pfählen 227.
—, Thomasiusstraße, Schichtenplan des guten Baugrundes 19.
Bern, Tiefgründung auf Pfeilern mit Fußverbreiterung beim Bau des Theaters 199.
Bernhard, Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Baugrundes 18.
Beschädigung der Kaimauer im Kaiser-Wilhelm-Kanal des Binnenhafens in Brunsbüttel infolge nicht tief genug herabgeführter Pfahlgründung 153.
— des Strafgerichtshofes in New-York infolge Ungleichmäßigkeit des Baugrundes unter der schwebenden Fundierung 154.
Bestimmung der, Größe der eine Bewegung hindernden Kräfte aus Eindringungstiefe und Reibungskoeffizient bei Sandsteinprismen 161.
— des horizontalen Druckes der Ruhe durch Anwendung der Rankine-Formel $E = \frac{b h^2}{2} \cdot \gamma \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ 162.
Beton, zur Ausbesserung eines durch Grundwasserhöhenänderung beschädigten Pfahlrostes 205.
—, bewehrter, für Pfahlroste und Fundamentträger, Beispiele 252.
— —, zur Rekonstruktion einer Reservoirmauer 141.
— —, zur Verstärkung bestehender Fundamente und gußeiserner Säulen 140.
— mit Bewehrung nach Hennebique zur nachträglichen Verstärkung der Fundamente eines Kirchturms auf Tuffmergel- und Torfschicht 140.
— mit Bewehrung zum Umbau der Fundamente für die Kirche Notre-Dame in Laeken-Brüssel nach Hennebique 141.
— mit Bewehrung zum Unterfangen der Fundamente eines Bogenbrückenwiderlagers zur Vermeidung weiterer Senkungen des Widerlagers 142.
— mit Bewehrung aus 30 cm hohen I-Trägern für Verstärkung der Fundamente des durch Setzungen schief gestellten, 75 m hohen Schornsteins der Solvay Co. in Detroit 140.
— für Brunnen zur Wasserentnahme, Mischung 294.
— mit Eisenbewehrung für die Fundierung einer Klappbrücke im Zuge der Dearbornstraße in Chicago 147.
— mit I-Eiseneinlagen zur Herstellung von Strebepfeilern für die Verstärkung eines alten Bogenbrückenwiderlagers 143.
—, Mischung für Bankette 286.
—, Mischung bei Eisenbetonpfählen 251.
—, Mischung desselben für die Fundamentverstärkung eines Bogenbrückenwiderlagers 144.
—, Mischung bei Pfahlgründung 286.
—, Mischung für Pfeiler und Gewölbe einer B. wie vor 353.

Beton, Mischung bei Senkbrunnen 285.
—, Mischung für Senkbrunnenwände 287.
—, Mischung bei Winkelstützmauer aus Eisenbeton in Stettin 374.
—, Mischung und Würfelfestigkeit bei der Winkelstützmauer aus Eisenbeton am Tempelhofer Felde in Berlin 372.
— mit R.-E. 20 mm Durchm. als Zugring bei Fundamentverstärkungen 143.
— aus Schlackenzement zur Ausbetonierung des Probepfahls nach Stern 177.
—, Widerstand gegen Meerwasser 208.
Betonblock als Fundament einer Gasmaschine (100 PS.) und eines elektrischen Generators 147.
Betonierung und Betonierungszeit der Eisenbetonpfähle 251.
— der Caissons aus Eisenbeton, Ausführung 305.
— von Pfählen an Ort und Stelle 265.
Betonklotz als Ersatz des Holzrostes 253.
Betonmauer, Größe der Bewehrung zur Vermeidung von Rißbildungen infolge Temperaturänderungen 319.
— mit Strebepfeilern 349.
Betonpfähle nach Berang-Metz mit Klappen 184.
—, Einbetonierung an Ort und Stelle 265.
—, eingerammte, als Ergänzung von Senkbrunnen bei Triebsandmassen 287.
— mit Eisenbetonplatte zur Unterstützung des Batterytunnels 282.
—, Fehlausführungen bei Einbetonieren an Ort und Stelle 265.
—, Herstellung unter Wasser 265.
— mit hölzernem Vortreibpfahl nach Janssen 271.
—, System Simplex 266.
— nach Simplex, Belastungsversuche 268.
— —, Durchmesser 268.
— —, Einfluß der Rammung auf Bodenschichten 268.
Beton nach Simplex, Probebelastung unter Aufsicht der Baupolizei 268.
— —, bei Rammung unter Wasser 268.
— nach Strauß 273.
— —, ausgegrabene Pfähle 275.
— —, Beispiele ihrer Anwendung 276.
— —, Beispiele ihrer Anwenwendung beim Unterfangen von Gebäuden 281.
— —, Bohren bei verschiedenen Bodenarten 274.
— —, Bohrdurchmesser 278.
— —, Bohrinstrumente 273.
— —, Feststellung ihrer Wirkung beim Bau der Ikwabrücke 277.
— — im Fundament der Brücke über die Iller in Härtnagel 275.
— —, Heben der Rohre und Betonieren 274.
— —, Herstellung in einem Keller 283.
— — zur nachträglichen Stützung eines Flügels des Hauptbahnhofs 281.
— —, Probebelastung in Leipzig 276.
— —, Rammversuche im Vergleich mit Holzpfählen 280.
— — in schwebender Anordnung mit Bewehrung und Eisenbetonplatte 274.
— —, Senkungslinien bei Belastungsproben 279.
— —, Tragfähigkeit bei schwebender und fester Anordnung im Vergleich mit Holzpfählen 280.
— —, Versuche über Tragfähigkeit 279.
— —, Versuchsergebnisse bei fester und schwebender Pfählung 278.
— —, Versuchsergebnisse, zeichnerische Darstellung 278.
— —, Vorteile ihrer Anwendung 274.
— —, Wiederherstellung einer Villa in Kiew 284.
—, Vorrichtung zur Herstellung von Fußverbreiterungen nach Abbot 203.
Betonpfeiler auf Holzpfählen bei einem Bahnsteig in Hoboken 206.
Betonplatte, Berechnung einer eisenbewehrten B., für das Fundament eines Zementsilos in Livorno 181.
—, eisenbewehrte, zur Vergrößerung des Fundamentabsatzes eines Bogenbrückenwiderlagers 143.
— mit Eiseneinlagen auf Holzpfählen unter Kaimauer 254.
—, kreuzweise bewehrte, auf 2 m langen Betonpfählen zur Fundierung eines Zementsilos auf angeschwemmtem Schlammgrund 181.
— mit Rundeiseneinlagen unter Kaimauer in Brüssel, Bassin de batelage, auf Holzpfählen 255.
—, unterstützt durch schwebende Pfählung als Fundament auf 12 m hohem Schutt 150.
Betonrostplatten auf hölzernem Pfahlrost mit Eisenverstärkung 253.
Betonschutzwand mit Streckmetallbewehrung zum Schutz der Holzpfähle unter Kaimauer in Charlestown gegen Bohrwurm 210.
Betonwände, freistehende, mit einzelnen Pfeilern, Bewehrung derselben 321.
—, ohne Pfeiler, freistehende, durch Winddruck beanspruchte, Bewehrung derselben 321.
Betrachtungen, allgemeine, über die Gegenwirkung des Bodens bei zylindrischem und konischem Pfahl 165.
— —, über Sicherstellung der schwebenden Pfahlanordnung 163.
—, vergleichende, über zylindrische und konische Pfähle 171.
Bewehrung und Abmessungen der Brunnen aus Eisenbeton für Brückenstrompfeiler 297.
— von Entlastungsgewölben für Fundamentsicherung durch Fernhalten der vom Erdreich herrührenden Belastung von dem Fundament 144.
— freistehender Mauern mit einzelnen Pfeilern 321.

Bewehrung, freistehender, durch Winddruck beanspruchter Betonwände ohne Pfeiler 321.
—, Größe der, bei Betonmauern zur Vermeidung von Rißbildungen infolge Temperaturänderungen 319.
— der Ringe von Betonbrunnen zur Wasserentnahme 294.
— von Rippenplatten durch Kahneisen 124.
— von Rippenplatten durch netzartig verschlungene Bügel 123.
— eines zur Spülung bestimmten Eisenbetonpfahls 245.
Blendmauer der Rennbahn Montebello bei Triest, in Eisenbetonsäulen eingespannte Monierwand 331.
Blend- und Giebelmauern aus Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 331.
Bochum, Winkelstützmauer aus Eisenbeton neben Bahnlinie 393.
Boden, aufgelockerter, im Senkbrunnen, Verdichtung durch Betonpfähle 287.
Bodenanker als Widerstand gegen Wasserauftrieb bei wasserdichten Gefäßen 184.
Bodenbeanspruchung, zulässige, unter Fundamentplatten bei Verwendung von Schwimmpfählen 151.
Bodeneigenschaften, weniger vollkommenere, Einfluß derselben auf Tragfähigkeit von Konuspfählen 180.
Bodenplatte, bewehrte, von 0,30 m Stärke mit Längsrinne in der Fischhalle von Ymuiden 290.
Bodenschichten der Kohleninsel in München 262.
Bodenverdichtung durch Anwendung der Simplex-Pfähle 270.
Bogenbrücken, Widerlagerfundamente 36 u. f.
Bogenbrückenwiderlager, Unterfangen der Fundamente derselben zur Verhütung von Widerlagersenkungen unter Verwendung von bewehrtem Beton 142.
Bohlwand mit und ohne Auflast, Berechnung der Rammungstiefe nach Kayser 406.
Bohlwände, verankerte, Tabelle für Ermittlung der Rammtiefe 409.
Bohrdurchmesser bei Versuchen mit Straußpfählen 278.
Bohrpfähle zur Abfangung eines schlecht fundierten Hausgiebels mit über den Pfählen angeordneter Eisenbetonplatte 135.
Bohrwurm, Arbeit desselben an geteerten Pfählen 207.
—, Schutz der Holzpfähle gegen denselben 207.
Bökeny, Stauwehr in, Zugpfähle aus Eisenbeton zur Verankerung der Sohle 186.
Boston, Hochbahn, Bau der Wagenhalle auf eingespülten Eisenbetonpfählen 247.
—, Spundwand aus Eisenbeton für die Untergrundbahn 311.
—, Unterfangung eines 60 m hohen Gebäudes (Amesgebäude) beim Bau des Washingtonstraßentunnels 200.
—, Unterfangen von Gebäuden längs der Tunnel bei der Untergrundbahn durch Betonpfeiler mit verbreiterter Basis 199.
Boulogne sur Mer, Rekonstruktion der Stützmauer 207.
Brainart, Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Baugrundes 16 u. f.
Bremen. Brunnen aus Kunststeinen zur Gründung eines Geschäftshauses 299.
—, Kaimauer und Molen auf Holzpfählen mit Eisenbetonplatte 254.
—, Schießstandmauern aus Eisenbeton, Grundrisse, Schnitte und Ansicht 345.
Breslau, Markthalle auf Fundamentplatte mit Eisenbewehrung und Isolierung gegen Grundwasser 137.
Brooklyn, Bau Lattemann auf durch Wasserdruck und Schlaghaube versenkten Eisenbetonpfählen 249.
Bruch von Grundplatten 9.
Bruchlast von Eisenbetonpfählen beim Viadukt in Merxem 216.
Brücken, Widerlagerfundamente 36 u. f., 89.
Brunnen aus Beton für Wasserentnahme, Abmessungen derselben 294.
— aus Beton für Wasserentnahme in Santa Cruz, Kalifornien 294.
— in Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 296.
— aus Eisenbeton beim Bahnhofsbau am Hudsontunnel in New-York 293.
— aus Eisenbeton für Brückenstrompfeiler, Abmessungen und Bewehrung 297.
— in Eisenbeton als Fundament für Maschinen in tiefer Lage 296.
— in Eisenbeton der städtischen Wasserwerke in Urfahr 296.
— aus Eisenbeton unter den Strompfeilern einer Brücke über den Foyle-Fluß 297.
— aus Eisenbeton, Vorteile 296.
— aus Eisenbeton für Wasserstationen von Eisenbahnen 295.
— in Eisenbeton für Wasserwerk, Abmessungen 296.
— —, Absenkungszeit 296.
— aus Kunststeinen zur Gründung eines Geschäftshauses in Bremen 299.
—, Ringbewehrung des Betons 294.
Brunnenfundierung für Eisenbahndrehbrücke in Gouda (Holland) 291.
— für die Kaimauer der Hafenanlage in Ruhrort 290.
Brunnengründung, Begriffsbestimmung 1.
— des Kieler Rathauses 286.
Brunnensenkung mit Vorrichtung zur Erhaltung der Brunnen in senkrechter Stellung beim Versenken 292.
Brüssel, Bassin de batelage, bewehrte Betonplatte auf Holzpfählen unter Kaimauer 255.
Bruxelles, ports de mer, Becken auf Holzpfählen mit bewehrten Betonrostplatten 253.

Bubendey, Proberammung mit Holzpfählen 232.
Bügel, netzartig verschlungene, zur Bewehrung von Rippenplatten 124.

Cadix, Spanien, Caisson aus Eisenbeton für Dock 305.
Caissons, Begriffsbestimmung 1.
—, Eingerüstung für Herstellung der Betonierung 302.
— aus Eisenbeton, Ausführung der Betonierung 305.
— — beim Bau der Untergrundbahn in New-York, Abmessungen und Gewicht 310.
— — beim Bau der Untergrundbahn in New-York (Gleisschleife unter Wasser) 310.
— — für Dock in Cadix, Spanien, nach Zschokke 305.
— — bei Ferdinandsbrücke in Wien, Konstruktion 304.
— — bei rumänischen Staatsbahnen, Konstruktion 304.
— — für Uferpfeiler der Ferdinandsbrücke in Wien, Abmessungen und Gewicht 302.
— —, Vergleich mit solchen aus Eisen beim Bau der Untergrundbahn in New-York 310.
— für Kaibauten in Cap Pinède nach Hennebique 309.
— für Straßenbrücken über die Prahova 302.
Cambridge, Bau eines Fabrikgebäudes auf durch Spülung versenkten Eisenbetonpfählen 245.
Cannon, Ingenieur, Versenkung von Eisenbetonpfählen durch Spülen mit Heben und Senken 248.
Cap Pinède, Kaibauten auf Caisson aus Eisenbeton nach Hennebique 309.
Charlestown, Kaimauer, Schutz der Holzpfähle gegen Bohrwurm durch Betonschutzwand mit Streckmetallbewehrung 210.
Charlottenburg, Belastungsprobe beim Bau des Polizeidienstgebäudes 229.
Châteaudun, Brauerei, Fundierung auf durchgehender Platte mit oberen, durch Bügel bewehrten Rippen 123.
Chicago, Baugrund, Beschaffenheit desselben 7.
—, Feuermauern eines Bureaugebäudes auf Konsolen des Pfahlrostes 256.
—, Freimaurertempel, Versuche über die Tragfähigkeit des Baugrundes 14.
—, Fundierung einer Klappbrücke im Zuge der Dearbornstraße aus Eisenbeton 147.
—, Gründung von Wolkenkratzern durch Betonplatten und I-Träger 2, 27 u. f., 44.
—, Lasalle-Gebäude, Bruch der Grundplatten 9.
—, Mitteilung der Raymond-Pfahlgesellschaft über Gleichwertigkeit der Tragfähigkeit von verjüngten und zylindrischen Pfählen 171.
—, Senkungen von Gebäuden 20.
—, Tarrantgebäude, Mauer- und Säulengründung in Beton 28.
—, Tiefgründung beim Umbau eines Geschäftshauses 197.
Cincinnati, Hauck-Gebäude, Rand- und Ecksäulen 44.
—, Ingalls-Gebäude, Randsäulen 44.
Cleveland, O., Pope Building, Fundierung auf Grundplatte und Walzträgern 125.
Cob, Ingenieur, Bericht über Fehlschlag einer Konusgründung 154.
Coignet, Boden eines Wasserbehälters mit Rippenplatte 111.
—, Paris, Fundamentplatte eines Maschinenhauses in Lavallois-Terret aus eisenbewehrtem Beton 183.
Coiseau, Patent über Eisenbetonpfähle 204.
Compressol, Anführung einiger deutscher Ausführungen 195.
—, Einlage von Bewehrungen in die Pylone als Verband zwischen Gründung und Aufbau 194.
—, Erweiterungsbau des Justizpalastes in Paris auf Pylonen 195.
—, Feststellung der Zuverlässigkeit von Pfeilerpylonen durch Parallelversuche vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Rußland bei einem Viadukt in Warschau 189.
—, Formen der Grundstößel 187.
—, Formen von nachträglich ausgegrabenen Pylonen 188.
—, gekuppelte Pylone bei den Dock- und Magazinbauten in Alexandrien 194.
—, Probebelastung einer Pylone und Belastungsapparat nach v. Emperger, Wien 191.
—, Pylone beim Bau der Brücke über die Sambre bei Maubeuge 195.
—, Pylone als Ergänzung von seichten Senkbrunnen 285.
—, Rammung innerhalb eines Wohnhausblocks 196.
—, vergleichender Grundriß bei Pfählung und Pylonen 191.
—, Versuche zur Feststellung der zulässigen Widerstandskraft bei Pylonen in Namur beim Bau einer Bogenbrücke von 52 m Spannweite 190.
Cottancin, Monolithische Bauweise von Fundamentplatten und Mauern 113.

Danusso, Berechnung von Grundplatten 86.
Darstellung, graphische, der Belastungsversuche mit Konuspfählen nach Stern 177.
Deimling, Betonsenkbrunnen, Einzelheiten 285.
Diagramme über Verlauf der Rammung unter Mitwirkung von Wasserspülung 246.
Dichtung von durchgehenden Fundamentplatten durch Papplagen mit Bitumenzwischenschichten 105.
— von Kellern 127 u. f.
Dilatationsfugen, künstliche, bei Betonmauern 319.
Diss u. Co., Zementsilo in Livorno 181.
Drahtseilbahn, schlechte Fundierung derselben 146.
Dücker u. Co., Fundamentsicherung der Alexanderkirche in Zweibrücken i. d. Pfalz durch Monierwerkplatten 141.

Duisburg, Fundierung der Hochwasserpumpstation und Kläranlage auf Eisenbetonplatten mit Isolierschichten 139.
Dulac, System Compressol-Grundstößelramme 187.
Düsseldorf, Hafen, Fundament für das Lagerhaus deutscher Konsumvereine aus Eisenbetonplatte auf durch Bankette verbundenen Eisenbetonpfählen 184.
—, Lagerhäuser, Grundplatte mit umgekehrten Gewölben 93.
—, Oberlandesgericht, Fundierung durch eine Platte mit unteren und oberen Rippen, Bauvorgang und Kostenvergleich 22, 125.
—, Regierungsgebäude, Anordnung von Gruppen von Eisenbetonpfählen mit Deckplatten und Trägern unter Fundament 259.
—, Stützmauer vor einer Schlackenhalde mit stehendem Moniergewölbe 352.
Dwars, Ingenieur, Landstraßenunterführung der holländischen Staatsbahnen bei Utrecht in wasserdichtem Trog 185.
Dynamische Proben bei Pylonen 190.

Ecksäulen 43 u. f.
Eindringungstiefe von Pfählen bei verschieden geneigten Druckflächen 149.
Einfriedigungsmauern aus Beton mit Bewehrung aus alten Eisenbahnschienen 326.
— aus Beton mit Rundeiseneinlagen oder Streckmetall bei größeren Höhen 327.
— aus bewehrtem Beton, Ausbildung der Ecken 327.
— aus bewehrtem Beton, Herstellung von Türöffnungen 327.
— aus Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 330.
— aus Eisenbeton in einzelnen fertigen Teilstücken auf einer Mauer aus gewöhnlichem Mauerwerk 330.
Einfriedigungsmauern aus Eisenbeton für Petroleumlagerhof in Berlin, Herstellungsweise 328.
— aus Eisenbeton, Stärke der Schalungsbretter 329.
— des Kasernenhofes des 2. Garde-Regiments in Berlin, Karlstraße, Herstellung durch Umhüllung des vorhandenen Eisengitters mit Beton 328.
Eingerüstung für Herstellung der Betonierung von Caissons 302.
Einspannung im Erdreich, Einfluß auf Standsicherheit von freistehenden Wänden 322.
Einspülung zur Versenkung von Eisenbetonpfählen 244.
Eisenbeton bei Herstellung von Fangdämmen 312.
—, Schutzröhren aus E., für Holzpfähle 210.
— zu Schutzröhren für Holzpfähle, Ausführungen 210.
Eisenbetonbalken auf Betonpfeilern als Fundament einer Umfriedigungsmauer der Pennsylvaniaeisenbahn in Philadelphia 251.
Eisenbetonbankette für die Außenteile der Mauern bei den Markthallen in Breslau 138.
— zur Überbrückung alter Festungsmauern im Fundament 260.
Eisenbetonbehälter zum Einbau eines Streifenschweißofens, der Temperaturen bis 200° C. ausgesetzt ist 138.
Eisenbetonbrunnen, Ausführungszeit und Tiefe für Absenkung 293.
— zur Herstellung von Fundamenten 284.
Eisenbetonkasten für wasserdichten Tunnel neben einer Kaimauer 136.
Eisenbetonkonsole zur Gründung einer Grenzmauer 261.
Eisenbetonmauer zu Malchin, aus Böcken mit Zug- und Druckpfahl, Winkelstützmauer und stehenden Eisenbetonplatten, Beschreibung derselben 411.
—, statische Berechnung 411.
Eisenbetonmauer, Querschnitt und Bewehrungseinzelheiten 413.
Eisenbetonpfähle, Aufpfropfung 264.
—, Aufpfropfen derselben auf Holzpfahl nach Möbus 207.
—, ausführliches Beispiel einer Gründung beim Neubau des Kühlhauses in Dresden 264.
—, Beispiele für Verwendung derselben 220.
—, Beispiele für Verwendung derselben bei Brücken 221.
—, Beispiele für Verwendung derselben bei größeren Hochbauten 221.
—, Belastungsprobe derselben beim Bau des Polizeidienstgebäudes in Charlottenburg 229.
—, Betonbeanspruchung 263.
—, Betonierung und Betonierungszeit 251.
—, Bewehrung mit Rücksicht auf Transport, Knickung und Biegung 216.
—, Bewehrung eines zur Spülung bestimmten Pfahles 245.
—, Bruchlast derselben beim Viadukt in Merxem 216.
— nach Considère 213.
— mit Deckplatten und Trägern zur Gründung auf Boden von verschiedener Beschaffenheit beim Gewerbehaus in Metz 259.
—, Durchmesser des Einspülungsrohres 245.
—, durch Einspülen versenkte, zum Bau der Wagenhalle der Bostoner Hochbahn 247.
— mit Eisenbetonrost unter Mauer in Nantes 256.
—, Erhärtungszeiten des Betons 216.
—, Feststellung der richtigen Bewehrungsform beim Bau des Amtsgerichtsgebäudes auf dem Wedding in Berlin 214.
—, Form derselben bei Absenkung durch Einspülen 244.
—, Formen für Fünfeckpfähle 216.
— mit Fußverbreiterung, Vorrichtung zur Herstellung der Verbreiterung nach Gow 202.

Eisenbetonpfähle, gerippte, mit Druckröhre im Zentrum nach Gilbreth 248.
— —, mit Streckmetall nach Gilbreth 218.
—, Gerüst zur vertikalen Einbetonierung 215.
— nach Gilbreth mit Mittelrohr und Kannelierung zur Zu- und Ableitung des Einspülungsdruckwassers 244.
— zur Gründung des Warenhauses Breuninger 261.
—, Gruppen derselben mit Deckplatten und Trägern unter Fundament des Regierungsgebäudes in Düsseldorf 259.
— nach Hennebique 213.
—, Herstellungsdauer von zur Spülung bestimmten E. 245.
—, Herstellung durch stehende Einrammung des Betons 214.
—, Herstellungsweise von Chenoweth 219.
— Höhenplan für tragfähige Schichten und Pfahlbelastung bei Gründung des Deutschen Museums in München 262.
—, horizontale Erzeugung nach Schnyder-Burgdorf 216.
—, konische, als Bodenanker unter dem wasserdichten Trog einer Landstraßenunterführung der holländischen Staatsbahnen bei Utrecht 185.
—, Länge derselben 214.
—, Lichtweite der Wasserleitungsröhren zum Einspülen 245.
—, Mischung des Betons 251, 263
—, Pfahlausteilung und Anordnung der Fundamentträger bei Gründung Bahnhof Metz 249.
— mit Plattenbalkendecke zur Gründung eines Brückenwiderlagers der Lokalbahn Tarnopol 257.
—, Querschnitt und Bewehrung bei Fundament des Deutschen Museums in München 263.
—, Rammergebnisse nach Considère beim Bau in Noisiel in bezug auf Zerstörung der eingeschlagenen Pfähle 218.
—, Rammregister 263.
Eisenbetoupfähle, Rammung bei Fundament des Deutschen Museums in München 263.
—, Rücksichten auf Knickfestigkeit bei hohen Pfahlrosten 225.
—, Schlaghaube für E. nach Hennebique 218.
—, Säulengruppen mit Trägern zur Verstärkung einer Kellerfußbodenplatte als Fundament 259.
—, Spiralbewehrung nach Considère 217.
—, spiralbewehrte, bei Fundierung des Gasbehälters in Hamburg 224.
— —, von Wayss u. Freytag beim Neubau der Singer Manufacturing Co. in Wittenberge 224.
—, durch Spülung versenkte, für den Bau eines Fabrikgebäudes in Cambridge 245.
— mit Streckmetall, Querschnittsformen 218.
—, Tagesleistung bei Versenken durch Rammen und Spülen 249.
—, Tragfähigkeit 225.
—, Umschnürung nach Züblin mit Anfangsspannung 217.
— mit verbreitertem Fuße beim Bau des Treppelweges des Seebades Atlantic City, N.-Y. 201.
— mit verbreitertem Fuße, Versenkung derselben in den Seeschlamm unter Benutzung von Druckwasser 202.
—, Verlängerung durch Aufpfropfung 214.
—, Verlauf der Rammung unter Mitwirkung von Wasserspülung 246
—, verschiedene Formen der Pfahlhauben 219.
—, Verschnürung derselben 253.
—, Versenken derselben durch Einspülung 244.
—, Versenken durch Rammen und Spülen beim Bahnhof in Metz 249.
—, Versenkung durch Spülen mit Heben und Senken 248.
—, Versenkung durch Wasserdruck und Schlaghaube beim Bau Lattemann in Brooklyn 249.
Eisenbetonpfähle, Verwendung bei Kaimauer in Chantenay-sur-Loire bei Nantes 220.
—, Verwendung bei Landungskai in Southampton 220.
—, Verwendung von Zwillingsröhren bei Spülung 248.
—, Wahl der Mischung des Betons 216.
— nach Weirich u. Reinken, mit Streckmetall 218.
—, Widerstandsfähigkeit derselben gegen Seitenkräfte und Versuche zur Feststellung derselben 186.
—, Wirksamkeit der Bügelverbindung (radial und längs des Umfangs) 217.
—, Wirkung des Wasserstrahls beim Versenken durch Einspülen 247.
—, Zeit des Versenkens durch Einspülen 247.
—, Zeit der Versenkung durch Einspülen bei verschiedenen Arten der Zuspitzung 245.
—, Zeit des Versenkens durch Spülen mit Heben und Senken 248.
— nach Züblin 213.
—, Zuspitzung derselben bei Versenkung durch Einspülen 245.
Eisenbetonpfahlspitze bei umschnürten Pfählen nach Hennebique 214.
— nach Züblin 214.
Eisenbetonpfeiler mit verbreitertem Fuße nach Raymond 202.
Eisenbetonplatten s. Fundamentplatten, Grundplatten, Gruppenplatten, Platten, Rippenplatten.
— auf durch Bankette verbundenen Eisenbetonpfählen als Fundament für das Lagerhaus Deutscher Konsumvereine im Düsseldorfer Hafen 183.
— für Fundierung eines wasserdichten Kellers auf leichtflüssigem Material 288.
— für Hochwasserpumpstation und Kläranlage in Duisburg 139.
— auf Holzpfählen unter Kaimauer und Molen des Hafens in Bremen 254.

Eisenbetonrost auf Eisenbetonpfählen unter Mauer in Nantes 256.
— auf Holzpfählen mit Konsolplatte 256.
— auf Holzpfählen für Kraftwerk in Yonkers mit wasserdichter Einlage in der Kaimauer 256.
Eisenbetonträger, Verwendung zum nachträglichen Unterfangen von Gebäudeteilen 252.
Eisenpfähle, Schutz derselben gegen Verrosten durch Betonumhüllung beim Landungssteg von Lome in Togo 211.
Eisenrost in Beton zur Fundierung von Gebäuden 51.
v. Emperger, Wien, Probebelastung und Belastungsapparat zur Feststellung der Setzungen einer Pylone, hergestellt nach System Compressol 191.
—, Säulenfuß 42.
Engels, Versuche von Prof. E. zur Feststellung der Entlastung von Fundamentkörpern durch Erddruck 158.
Engeßer, Bemerkungen über Gründungsarten 155.
Enßlin u. Laiblin, Verlagsbuchhandlung, wasserdichte Kelleranlage 135.
Entlastungsgewölbe, eisenbewehrte, als Fundamentsicherung durch Fernhaltung der vom Erdreich herrührenden Belastung von dem Fundament 144.
Entwässerung des Baugrundes 8.
— von Kellern 8.
Epernay, Gebäude der Union-Champenoise, Fundierung des Turmes 32.
Erddruck, Entlastung der Fundamentkörper durch E. 158.
—, Standsicherheit einer Mauer mit Rücksicht auf Höhe und Stärke 349.
—, Tabelle über Böschungsverhältnisse und Raumgewicht der Erdarten 349.
—, Werte von Σ bei verschiedenen Böschungswinkeln und abgeböschtem Erdkörper für $N = \frac{1}{2} g h^2 \cdot \Sigma$ 348.
Erddruck, Werte von $\operatorname{tg}^2 \frac{\psi}{2} = \Sigma$ bei verschiedenen Böschungswinkeln und wagerecht begrenztem Erdkörper für $N = \frac{1}{2} g h^2 \cdot \Sigma$ 347.
Erddruckermittlung auf rechnerischem Wege 346.
— auf zeichnerischem Wege 348.
Erddruckmauern, Möglichkeitsweisen der Zerstörung 345.
Erdreichverdrängung, Versuche zur Beurteilung über dieselbe bei Pfählen durch Prof. v. Schön, Wien 168.
Ersatz von 21 m langen Holzpfählen durch 6 m lange Konuspfähle 170.
Erschütterung der Umgebung bei Verwendung der Grundstößelramme 195.
Essen, Hotel „Essener Hof", Fundierung 66.
—, Portierbau Fried. Krupp A.-G. 66.
Exzentrische Belastung von Fundamentplatten 34 u. f., 44 u. f., 126.

Fabrikgebäude, Fundierung der Außen- und Innenmauern 22.
Fangdamm aus Eisenbeton, Ausführungszeit 317.
— —, Beschreibung der Betonierung 317.
— —, statische Berechnung 314.
—, Herstellung aus Eisenbeton 312.
— ohne tiefere Fundierung für Wasserhöhe von 4,30 m aus Eisenbeton 314.
Fehlausführungen bei Einbetonieren von Pfählen an Ort und Stelle 265.
Fehlschlag einer Konusgründung 154.
Feldkirch, k. k. Bezirkshauptmannschaft, Fundierung auf durchgehender Platte mit unteren Rippen 103.
Festigkeitsmaschine zur Prüfung eines Konuspfahles nach Stern 178.
Fischhalle in Ymuiden 290.
Flachgründungen auf Anschüttungen 13.
—, Aushubtiefe 31.
Flachgründungen, Berechnung der Zusatzflächen einer Fl., bei Zuhilfenahme einer Konuspfählung 166.
— auf festeren oberen Schichten unter Heranziehung tieferer und schlechterer Schichten durch Pfähle 167.
—, Fundamente, Grundrißbestimmung 32.
—, Fundamentverbreiterungen 14, 25 u. f.
—, Gebäude mit verschieden abgestuften Fundamenten 33.
—, Geschichte 1.
— durch Gruppenplatten 40 u. f.
—, Mißgriffe 2 u f., 21, 53.
— in Moorboden 10.
— durch einzelne Platten 33 u. f.
— —, Grundlagen für die Berechnung 34 u. f.
— durch Platten unter ganzen Gebäuden 75 u. f.
— durch Plattenroste 52 u. f.
— des Turmes vom Gebäude der Union - Champenoise in Epernay 32.
—, Vermehrung der Bodenoberfläche und des Widerstandes sowie Verminderung der Setzung bei derselben durch Anwendung von konischen Pfählen 166.
—, Vorbedingungen für ihre Anwendung 2.
—, wasserdichte Keller s. Keller.
Föppl, Berechnung von Platten 81.
Förderanlage, Fundierung und Verankerung einer F. im Rutschterrain 75.
Form der schwebenden Pfähle 163.
Fortifikation, holländische, Gründung durch Plattenrost 52.
Foyle-Fluß, Brücke, Brunnen aus Eisenbeton unter den Strompfeilern 297.
Frankfurt a. M., Schillerhof, Fundierung durch Plattenrost aus umgekehrten Gewölben 58 u. f.
—, Zeilpalast, Fundierung durch Plattenrost 56 u. f.
Fühlhebel zur Feststellung von Pfahlsenkungen bei Probebelastungen 276.

Fundamente, abgestufte, des Postgebäudes in Terneuzen 33.
— von Bahnsteighallen 34.
— von Balkenbrücken 39.
— im Bergwerksgebiet, Grundsätze für die Berechnung 65.
— aus Betonplatte auf Pfählen, Berechnung derselben 151.
— von Bogenbrücken 36 u. f.
— von Bogenbrückenwiderlagern, Unterfangen derselben zur Verhütung von Widerlagersenkungen unter Verwendung von bewehrtem Beton 142.
— von Denkmälern 39.
— aus Eisenbeton für eine 100 PS.-Gasmaschine System Munzel und einen 85 Kilowatt-Dreiphasengenerator 147.
— bei Flachgründungen, Aushubtiefe 31.
— —, Grundrißbestimmung 32.
— von Gebäuden, Silos usw. 6 u. f., 44 u. f.
— von Kirchen 64, 65.
— von Maschinen nach Cottancin 113.
— — in wasserdichten Kellern 129 u. f.
— —, Mißgriffe bei Aufstellung in wasserdichten Kellern 130.
— —, Trennung von den Gebäudefundamenten 52, 60.
—, nachträgliche Verstärkung bei einem Kirchturm in Notre-Dame von Brebières in Albert (Somme) auf Tuffmergel- und Torfschicht durch bewehrten Beton nach Hennebique 140.
—, runde 80 u. f.
— von Säulen 28, 41 u. f., 110.
— aus einer mit schwebender Pfählung unterstützten Betonplatte auf 12 m hohem Schutt 150.
—, Sicherung durch eisenbewehrte Entlastungsgewölbe, welche die vom Erdreich herrührende Belastung vom Fundament fernhalten 144.
—, Sicherung durch Monierwerkplatte bei der Alexanderkirche in Zweibrücken in der Pfalz bei morsch gewordenem Pfahlrost 141.
— von Theatern 73.
Fundamente von Türmen 32, 82 u. f., 87.
— einer Umfriedigungsmauer aus Eisenbetonbalken auf Betonpfeilern 251.
—, ungleiche, Eintreten ungleichmäßiger Setzungen 21.
—, Vergrößerung der Grundfläche derselben zur Verminderung der Bodenpressung durch Eisenbeton 142.
—, Verstärkung der F., des durch Setzungen schief gestellten, 75 m hohen Schornsteins der Solvay Co. in Detroit durch Beton mit Bewehrung aus 30 cm hohen I-Trägern 140.
Fundamentbogen am Plattenrost des Zeilpalastes in Frankfurt a. M. 56 u. f.
Fundamentplatten s. Grundplatten, Platten, Rippenplatten.
—, durchgehende, Grundwasserabdichtuug durch Papplagen mit Bitumenzwischenschichten 105.
— —, mit oberen Rippen 110 u. f.
— —, mit oberen Rippen, ausgeführte Beispiele 111 u. f.
— —, mit oberen Rippen, Berechnung 115 u f., 120.
— —, mit oberen Rippen, Bewehrung durch Kahneisen 124.
— —, mit oberen Rippen, Bewehrung durch netzartig verschlungene Bügel 124.
— —, mit unteren Rippen 101 u. f.
— —, mit unteren Rippen, Anordnung mit durchlaufenden Längsträgern 102.
— —, mit unteren Rippen, ausgeführte Beispiele 56, 101 u. f.
— —, mit unteren Rippen, Berechnung 106.
— —, mit unteren Rippen, Kosten 103, 104.
— —, mit unteren und oberen Rippen, Bauvorgang und Kostenvergleich 22, 125.
— —, mit Walzträgern 125 u. f.
—, einzelne, Einfluß von Lageänderungen auf die Druckverteilung 34 u. f.
— aus eisenbewehrtem Beton für ein Maschinenhaus in Lavallois-Perret 183.
Fundamentplatten mit Eisenbewehrung und Isolierung gegen Grundwasser für den Markthallenbau in Breslau 137.
—, exzentrisch belastete 34 u. f., 44 u f.
—, monolithische Bauweise nach Cottancin 113.
— aus reinem Beton auf Triebsand bei 1,87 m Grundwasserstand über Fundamentsohle 136.
— in Verbindung mit Stützmauern 45.
Fundamentprüfer von R. Mayer, Wien, bestehend aus Federdynamometer 155.
Fundamentschrauben, unzureichend tiefe 146.
Fundamentträger und Pfahlroste aus bewehrtem Beton, Beispiele 252.
— —, Ökonomie ihrer Anwendung 252.
Fundamentverbreiterungen 14, 25 u. f.
- Berücksichtigung der Scherspannungen 25
—, Bewehrung 27.
—, Druckverteilung und Berechnung weitausladender Platten 29 u. f.
—, Herstellung derselben zur Verhütung von Widerlagersenkungen einer Bogenbrücke unter Verwendung von bewehrtem Beton 144.
—, Kostenvergleich zwischen Beton und Eisenbeton 28.
—, Übergangsformen zwischen Mauerwerk und Eisenbeton 28.
Fundierung eines Brückenwiderlagers der Lokalbahn Tarnopol auf Eisenbetonpfählen und Plattendecke 257.
— einer Klappbrücke im Zuge der Dearbornstraße in Chicago aus Eisenbeton 147.
–, schlechte, einer Drahtseilbahn 146.
—, schwebende, auf ungleichmäßigem Baugrunde als Ursache der Beschädigung eines Gebäudes 154.
— eines wasserdichten Kellers mit Eisenbetonplatte auf leichtflüssigem Material 288.

Fundierung eines Zementsilos auf angeschwemmtem Schlammgrund unter Verwendung einer eisenbewehrten Betonplatte auf 2 m langen Pfählen 181.
Fußverbreiterung von Betonpfählen nach Abbot 203.
— von Eisenbetonpfählen, Vorrichtung zur Herstellung derselben nach Gow 202.
Futtermauer im Kellergeschoß, des Magasin de Bonmarché, Paris, aus Eisenbetonwänden zwischen Stampfbetonpfeilern 352.

St. Gallen, Geschäftshäuser, Plattenroste und Fundamentplatten mit unteren Rippen 102.
Gebäude, Fundamente 6 u. f., 44 u. f.
Geestemünde, Fundierung eines Wohnhauses mittels Plattenrostes 53.
Gegenwirkung des Bodens bei zylindrischem und konischem Pfahl 165.
Genua, Fundamentsenkungen der Silos 12.
—, Silos, durchgehende Fundamentplatte mit oberen Rippen 112.
Geschäftshäuser s. Gebäude.
Getreidesilo mit wasserdichtem Tunnel für Transportband bei 0,9 m Überdruck 136.
Gewölbe, umgekehrte, bei durchgehender Grundplatte 93.
— —, zur Fundierung von Gebäuden 7.
— —, als Plattenrost 58 u. f.
Giebelwand aus Eisenbeton der Maschinenhalle bei der Jubiläumsausstellung in Prag ohne Verbindung mit der Hallenkonstruktion aus Eisen 335.
— —, Darstellung der angreifenden Kräfte und Bewehrung des Eisenbetonständers 338.
— —, Lichtbild der vorderen Fassade 340.
— —, Querschnitt und Schalungseinzelheiten des Hauptbogens 339.
Gilbreth, Eisenbetonpfahl mit Mittelrohr und Kannelierung zur Zu- und Ableitung des Einspülungsdruckwassers 244.
—, gerippte Eisenbetonpfähle mit Druckröhre im Zentrum 248.
Gilbrethramme mit Schlaghaube und Eisenbetonpfahl zum Versenken durch Einspülen 249.
Gleitversuche von Prof. Engels zur Feststellung des Haftwiderstandes einer Steinplatte gegen horizontale Verschiebung bis zum Gleiten 159.
Gouda (Holland), Brunnenfundierung 291.
Gow, Vorrichtung zur Herstellung von Fußverbreiterungen von Eisenbetonpfählen 202.
Grundbau in Eisenbeton, Vorteile 1.
Grundplatten s. Fundamentplatten, Platten, Rippenplatten.
— von Bauten im Rutschterrain 73.
—, Bruch derselben 9.
—, durchgehende, Fundierung mittels solcher 18 u. f.
— mit Eiseneinlagen und Isolierung gegen Grundwasser bei den Fundamenten des Kieler Rathauses 287.
—, Kosten 80.
—, Mischungsverhältnis 67, 68.
—, runde 85.
—, schiffbodenartige in New-York 6.
—, Senkungen 11 u. f.
—, Senkung einer G. unter einem Silo in Mannheim 11.
— mit Spundwänden in Mexiko 6.
Grundstößel für Compressol, verschiedene Formen derselben 187.
Grundstößelramme beim Bau der Brücke St. Roch in Avignon 195.
—, dynamische Proben bei Pylonen 190.
—, Erschütterung der Umgebung 195.
Gründung Bahnhof Metz, Pfahlausteilung und Anordnung der Fundamentträger 249.
Gründung einer Grenzmauer auf Konsolen aus Eisenbeton 261.
—, schwebende, in kürzlich ausgeführten Schüttungen 176.
— auf Schwebepfählen, Lastabgabe auf die umgebenden Bodenschichten 154.
—, Tiefe derselben bei wasserhaltigen beweglichen Schichten 153.
Grundwasser s. Keller.
Grundwasserabdichtung s. Dichtung bezw. Keller.
Grundwasserabsenkung 104.
Gruppenplatten 40 u. f.
—, ausgeführte Beispiele 48 u. f.
—, Bewehrung 42.
— —, Grundsätze für die Anordnung der B. 40.
— auf durchgehender Grundplatte 87.
— nach dem Pilzling-System 41.
— mit Verbindungsbalken 77 u. f.
Gußasphaltisolierung gegen aufsteigendes Grundwasser bei den Mauern der Markthallen in Breslau 138.

Haag, Landesdruckerei im, Anbau mit Kellerraum von 45 auf 17 m für 1,25 m Wasserüberdruck 134.
—, Wohnhäuser im, mit wasserdichten Kellern auf Fundamentplatte 131.
Haftspannung in der Plattenbalkendecke des Fundaments eines Lokalbahn-Brückenwiderlagerfundaments 258.
Haftwiderstand einer Steinplatte gegen horizontale Verschiebung bis zum Gleiten, festgestellt durch die Gleitversuche von Prof. Engels 159.
—, Bahnhof, Kasemattenpfeiler auf Eisenbetonpfählen 224.
—, Börse, Dresdener Bank, Gründung mittels Betonplatten 1.
—, Hübnerhaus, Fundierung auf durchgehender Grundplatte von gleichmäßiger Stärke 97.
—, Nikolaikirche, Gründung mittels Traßbetonbettes mit Bandeisenbewehrung 1.
Hartnagel, Brücke über Iller auf Betonpfählen nach Strauß 275.

Heizungsanlagen in dem Seminar zu Warmond bei 2,4 m Wasserstand über dem tief angelegten Kellerfußboden, Zerstörung und Ausbesserung des gemauerten Kellers 131.
Hennebique, Säulenfuß 42.
Herne, Katholische Kirche, Fundamente 64.
Herstellungsdauer von zur Spülung bestimmten Eisenbetonpfählen 245.
Herstellungsweise von Einfriedigungsmauern aus Beton mit Bewehrung aus alten Eisenbahnschienen 326.
Hilfszylinder, Verwendung beim Absenken von Brunnen durch Spülung 288.
Hoboken, Betonpfeiler auf Holzpfählen bei einem Bahnsteig 206.
Höhenschichtenplan zur Bestimmung der Länge von Eisenbetonpfählen 135.
Hohlkörpergründungen, Herstellung von Fundamenten aus Brunnen in Eisenbeton 284.
Hohlplatten mit Stützen und Schotterfüllung als Grundplatten unter ganzen Gebäuden 99.
Holtenau, Schießstandmauern aus Eisenbeton, Querschnitte und Ansicht 344.
Holzpfähle, Aufpfropfen eines Betonpfahls auf denselben unter Anwendung einer hohlen eisernen Jungfer 207.
— unter Betonpfeilern bei einem Bahnsteig in Hoboken 206.
—, Schutz derselben gegen den Bohrwurm 207.
—, Schutz derselben gegen Fäulnis bei Pfahlrost 205.
—, Zerstörung durch Einrammen 212.
Holzrost, Ersatz durch Betonklotz 253.
Hospitalbau auf der Einwandererinsel im Hafen von New York 174.
Howell, vergleichende Betrachtungen über zylindrische und konische Pfähle 171.
Ikwabrücke, Versuche mit Straußpfählen 277
Iserlohn, Druckereigebäude, Fundierung durch Gruppenplatten 49.
—, Realgymnasium, Fundierung durch Plattenrost 55.

Janssen, Betonpfahl mit hölzernem Vortreibpfahl 271.

Kafka, Behauptung der gleichen Tragfähigkeit eines 10 m langen zylindrischen und eines 2 m langen konischen Pfahles 171.
Kahneisen-Bewehrung 124.
Kaimauer in Bremen auf Eisenbetonplatte und Holzpfählen 254.
— in Brüssel, Bassin de batelage, auf Holzpfählen mit bewehrter Betonplatte 255.
— auf Holzpfählen mit bewehrter Betonplatte 254.
— im Kaiser-Wilhelm-Kanal beim Binnenhafen in Brunsbüttel, Beschädigung derselben infolge nicht tief genug herabgeführter Pfahlgründung 153.
— des Kopenhagener Freihafens, Schutz der Pfähle gegen Bohrwurm durch Beton 208.
Kaiser-Wilhelm-Kanal, Beschädigung einer Kaimauer beim Binnenhafen in Brunsbüttel infolge nicht tief genug herabgeführter Pfahlgründung 153.
Kalwang, Fremdenlogierhaus, Fundierung auf durchgehender Platte 73.
Kamen, Schulhaus, Fundierung auf durchgehender Grundplatte 96.
Kasemattenpfeiler auf Eisenbetonpfählen beim Bahnhof in Hamburg 224.
Kastengründungen, Begriffsbestimmung 1.
— in Eisenbeton für Wellenbrecher, Landungsstege usw. 299.
Kayser, Abhandlungen über Berechnung von Bohlwerken als Uferverkleidungen 405.
Keller, Entwässerung 8.
— aus Fundamentträgern auf spiralbewehrten Eisenbetonpfählen 135.
—, wasserdichte, Allgemeines 127 u. f.
— —, ausgeführte Beispiele 129 u. f.
— —, Einbauten in bestehende Gebäude 129 u. f.
— —, Mißgriffe bei Anordnung der Maschinenfundamente 130.
— —, Temperatureinflüsse 128, 130.
— —, Umbau 130.
Kelleranlage der Verlagsbuchhandlung Enßlin u. Laiblin in Reutlingen 135.
Kellerfußboden, wasserdichter, aus Plattenrosten, zwischen denen dünnere Platten angeordnet sind 132.
Kellergewölbe mit Bewehrung aus Streckmetall zur Verhütung von Undichtheiten und Sprüngen 136.
Kellertüren, Anordnung derselben in Zwischenmauern 134.
Kerkabrücke der Linie Knin—Spalato der k. k. österreichischen Staatsbahnen, Widerlager auf unergründlichem Sumpf 10.
Kern des Pfahles nach Stern 174.
Kiautschou, Hafen, Schutz des Pfahlrostes unter der Kaimauer gegen Bohrwurm durch Eisenbetonspundwand 208.
Kiel, Gründung des Rathauses auf mächtigem Moorlager 286.
—, Neubau Behrent, Geschäftshaus mit 2 m Wasserstand über der Kellersohle 134.
—, Thaulow-Museum, Fundierung auf durchgehender Hohlplatte mit Stützen und Schotterfüllung 99.
Kiew, Hauptbahnhof, nachträgliche Stützung mit Straußpfählen 281.
—, Wiederherstellung einer Villa mit Straußpfählen 284.
Kirchen, Fundamente 64, 65.
Klappbrücke im Zuge der Dearbornstraße in Chicago 147.

Kohlenaufbereitungsanlage, Fundierung mittels Plattenrostes 69.
Kohlenbehälter in England, Kellergewölbe mit Bewehrung aus Streckmetall zur Verhütung von Undichtheiten und Sprüngen 136.
Kohlenbunkeranlage in Ruppertsgrün, Fundierung durch Gruppenplatten 49.
Kompressolpylonen, Anordnung der K., bei einem Wohnhause 157.
Konsolen aus Eisenbeton zur Gründung einer Grenzmauer 261.
Konsolplatte bei Eisenbetonrost auf Holzpfählen 256.
Konstruktion der Caissons aus Eisenbeton bei der Ferdinandsbrücke in Wien 304.
— — bei rumänischen Staatsbahnen 304.
Kontrolle der senkrechten Einsenkung von Betonbrunnen für Wasserentnahme durch Pendel 295.
Konusgründung auf 3 m Aufschüttung, unter welcher Bodenmaterial von flüssiger Natur gewesen ist 154.
Konuspfähle, kürzere, als Ersatz von längeren Holzpfählen 170.
Kopenhagener Freihafen, Schutz der Pfähle einer Kaimauer gegen Bohrwurm durch Beton 208.
Kosten der Betongründung des Kieler Rathauses 287.
— von durchgehenden Fundamentplatten mit unteren Rippen 103, 104.
— eines Fangdammes aus Eisenbeton 317.
— einer Grundplattenfundierung 80.
— für Kaimauer in Southampton auf Eisenbetonpfählen 220.
— für Kugelfang aus Eisenbeton zu Lyon im Vergleich mit Eisenausführung 343.
— einer Plattenrostfundierung 62.
— der Rekonstruktion der Ufermauer beim Taxenbacher Tunnel durch Eisenbetonkonstruktion 433.
Kosten eines zur Spülung bestimmten Eisenbetonpfahles 245.
— der Winkelstützmauer aus Eisenbeton bei Summit, Montana 402.
Kostenvergleich von Fundamentverbreiterungen in Beton und Eisenbeton 28.
— von Fundierungen durch Eisenbetonplatten, Senkbrunnen und Eisenbetonpfählung 125.
Kräfte, Bestimmung der Größe der eine Bewegung hindernden, aus Eindringungstiefe und Reibungskoeffizient bei Sandsteinprismen 161.
Krapf, Traggeschirr für Belastungsproben mit Bahnschienen 228.
Kugelfang aus Eisenbeton, Abmessungen 342.
— aus Eisenbeton nach Hennebique auf Exerzierplatz zu Lyon 342.
— aus Eisenbeton zu Lyon, Wandquerschnitt, Pfeilerquerschnitt und Pfeilerfuß 343.
Kunststeine für Brunnen zur Gründung eines Geschäftshauses in Bremen 299.

Ladowitz (Böhmen), Ofenhausfundierung 68.
Laibacher Moor, Gründung von Brückenpfeilern 10.
Laeken-Brüssel, Umbau der Fundamente für die Kirche Notre-Dame unter Verwendung von bewehrtem Beton nach Hennebique 141.
Langendreer, Reichsbank, Gründung durch Plattenrost 54.
Lastabgabe auf die umgebenden Bodenschichten bei Schwebegründung 154.
Lavallois-Perret, Maschinenhaus in L., Fundamentplatte aus eisenbewehrtem Beton 183.
Leerdam (Holland), Glasfabrik, Fundierung mittels Plattenrostes 52.
Leipzig, Noten- und Buchdruckerei Brandstetter, Fundierung durch Gruppenplatten 48 u. f.
Leipzig, Probebelastung von Straußpfählen 276.
Leuchtturm in Sydney auf Schwimmblöcken 301.
Liebold u. Co., Holzminden, Benutzung des Eisenbetons zur Fundamentunterfangung eines Bogenbrückenwiderlagers 142.
Livorno, Zementsilo von Diss u. Co. 181.
Lome in Togo, betonumhüllte Eisenpfähle der Landungsbrücke 211.
St. Louis, Carleton-Gebäude, Fundamentplatte in Verbindung mit Stützmauern 45.
—, Norvell-Shapleigh-Gebäude, Fundamente in Eisenbeton 28.
—, Standsäulen 44.
—, Umwandlung des 6 Stock hohen St. Nicolaushotels in ein zehnstöckiges Bureaugebäude unter Benutzung der bestehenden Fundamente und Säulen 140.
Luftdruckgründung mit Caissons aus Eisenbeton 303.
Lyon, Kugelfang aus Eisenbeton nach Hennebique auf Exerzierplatz 342.

Maaßbrücke bei Rouillon auf Senkkasten in Eisenbeton 301.
Magdeburg, Königstraße, Wohnhaus auf durchgehender Grundplatte von gleichmäßiger Stärke 92.
Mähr.-Ostrau, Kohlenaufbereitungsanlage, Fundierung 68.
—, Theater, Fundierung 73.
Mannheim, Silos, Senkungen einer Fundamentplatte 11.
—, Speichergebäude der Pfälzischen Mühlenwerke Schifferstadt A.-G. am Industriehafen, Fundierung auf durchgehender Platte mit oberen Rippen 113 u. f.
Marburg, Bau einer Zementfabrik, Bestimmung der Einrammtiefe eines Konuspfahles nach Stern zur Erreichung der erforderlichen Tragfähigkeit bei tragfähigem Boden 180.

Markthalle in Breslau auf biegungssteifer Fundamentplatte mit Isolierung gegen Grundwasser 137.
Maschine, von Ingenieur Stern, Wien, zur Bestimmung des Verdrängungsmaßes bei Baugrundprüfungen 156.
Maschinenfundamente nach Cottancin 113.
—, Mißgriffe bei Aufstellung in wasserdichten Kellern 130.
— der Papierfabrik in Klein-Neusiedl 145.
—, Trennung von Gebäudefundamenten 52, 60.
— in wasserdichten Kellern 129 u. f.
Maschinenhaus in Lavallois-Perret bei Paris, Fundamentplatte desselben aus eisenbewehrtem Beton 183.
Maschinenkeller bei R. Hertzog in Berlin 145.
Maubeuge, Pylone nach System Compressol beim Bau der Brücke über die Sambre 195.
Mauern, freistehende, mit einzelnen Pfeilern aus Eisenbeton 321.
— —, in Eisenbeton, Zwecke derselben 326.
— gegen Erd- und Wasserdruck, allgemeine Erklärung und Einteilung nach Art der Herstellung und Anwendung 403.
— gegen Winddruck, Berechnung 320.
— mit Strebepfeilern aus Beton 349.
—, verankerte, Grundsätze bei Anordnung von Ankern 404.
— —, mit über Hauptgleitebene greifendem Anker, Berechnung des Erddrucks und der Ankerspannung 405.
Mauerlasten, Verteilung derselben auf Betonplatte in einem Wohnhause 150.
Mauerwerksbau, allgemeine Betrachtungen und Einteilung der Besprechung 319.
Mayer, Wien, erster Versuch zur begrifflichen Festlegung der Eigenschaften von Bodenarten 155.
Meerwasser, Grenze der Angriffspunkte der Weichtiere und Insekten 208.
Melanbrücke in Newark, Widerlager 36.
Menck u. Hambrock, Ramme für Eisenbetonpfähle 222.
Metz, Bahnhof, Versenken von Eisenbetonpfählen durch Rammen und Spülen 249.
—, Gründung des Gewerbehauses auf Eisenbetonpfählen mit Deckplatten und Trägern auf Boden von verschiedener Beschaffenheit 259.
Mexiko, Entwürfe für die Fundierung des Kapitols durch umgekehrte Gewölbe 6.
Middelkerke, Reservoir, schiefe Senkung des Baugrundes 6.
Milwaukee, Spreckler-Gebäude, Fundierung durch Eisenrost in Beton 51.
Mischung des Betons für Bankette 286.
— der Brunnen aus Eisenbeton für Brückenstrompfeiler 297.
— für Brunnen zur Wasserentnahme 294.
— bei Eisenbetonpfählen 216.
— für die Fundamentverstärkung eines Bogenbrückenwiderlagers 144.
— der Pfähle beim Fundament für das Kieler Rathaus 286.
— für Pfahl nach Simplex 268.
— für Senkbrunnen 285.
— für Pfeiler und Gewölbe einer Stützmauer vor Schlackenhalde mit stehendem Moniergewölbe in Düsseldorf 353.
— bei Versuchen mit Straußpfählen 278.
Mischungsverhältnis des Betons von Eisenbetonpfählen für Bodenanker gegen Wasserauftrieb 186.
— — für Pfahl nach Stern 175.
— eines Brückenwiderlagers 90.
— von Grundplatten 67, 68.
Mißgriffe bei Flachgründungen 2 u. f., 21, 53.
— bei wasserdichten Kellern 130.
Möbus, Aufpfropfen eines Eisenbetonpfahls auf Holzpfahl 207.
Moniergewölbe, Anordnung derselben in Winkelstützmauern zur Herabminderung des Erddrucks 383.
Monierröhren für Senkbrunnen beim Bau der Gaswerke in Hamburg 285.
Monierwerkplatten zur Fundamentsicherung der Alexanderkirche in Zweibrücken in der Pfalz bei morsch gewordenem Pfahlrost 141.
Moorboden s. a. Sumpf.
—, chemische Einwirkung auf Beton 11.
—, Gründungen in M. 10, 39.
München, Ausstellungshalle in Theresienhöhe, Gründung auf bewehrten Simplexpfählen 269.
—, Fundament der Kuppel des Verkehrsministeriums auf Simplexpfählen 269.
—, Gründung des Deutschen Museums 261.
—, Winkelstützmauer aus Eisenbeton bei Villa Walther 389.
Murgrabentunnel, Stützmauer vor Eingangsportal aus Eisenbetonwänden zwischen Bruchsteinpfeilern 350.

Namur (Belgien), Versuche zur Feststellung der zulässigen Widerstandskraft bei Pylonen beim Bau einer Bogenbrücke von 52 m Spannweite 190.
Nantes, Mauer auf Eisenbetonrost und Eisenbetonpfählen 256.
Nauheim, Bad, Probebelastung des Baugrundes beim Neubau des Kaffeehauses 19.
Nemitzbrücke, Fundament 39.
Newark, Widerlager einer Melanbrücke 36.
New-York, Anlage der Edison Co., Simplexpfähle, Trennung der Fundamente für Maschinen und Gebäude 271.
—, Batterytunnel, Herabsenken von Unterfangungspfeilern durch Spülung 282.
—, Brunnen aus Eisenbeton beim Bahnhofsbau am Hudsontunnel 293.
—, Caisson aus Eisenbeton beim Bau der Untergrundbahn (Gleisschleife unter Wasser) 310.

New-York, Gebäude mit Eisengerippe, Fundamente in Betoneisen und Randsäulen 45, 46.
—, Pfähle nach Raymond beim Hospitalbau auf der Einwandererinsel im Hafen 174.
—, schiffbodenartige Grundplatte 6.
—, Strafgerichtshof, Beschädigung desselben infolge Ungleichmäßigkeit des Baugrundes unter der schwebenden Fundierung 154.
—, Untergrundbahn, nachträgliches Unterfangen von Gebäudeteilen durch Eisenbetonträger 252.
St Nicolaus-Hotel in St. Louis, Umwandlung des 6 Stock hohen Gebäudes in ein zehnstöckiges Bureaugebäude unter Benutzung der bestehenden Fundamente und Säulen 140.
Noisiel, Schokoladenfabrik, Verstärkung einer Kellerfußbodenplatte als Fundament durch Eisenbetonpfähle mit Trägern 259.
Nürnberg, Seifenfabrik mit wasserdichtem Keller unter Verwendung von Portlandzementverputz der Fundamentplatte aus reinem Beton auf Triebsand und der Innenwände 136.
Nutzlasten, Berücksichtigung der N. für die Belastung des Baugrundes 22 u. f.
Nyköbing (Schweden), Wasserturm, Fundierung auf durchgehender Grundplatte 87.

Ökonomie der Anwendung von Fundamentträgern und Pfahlrost 252.
Osthoff, Tragfähigkeit von zylindrischen Pfählen, die nur auf Reibung beansprucht sind 167.
Otto, Vorschlag für Flachgründungen 2.

Panama, Landungssteg, Schutz der Holzpfähle durch Eisenbetonröhren 211.
Paris, Futtermauer im Kellergeschoß des Magasin de Bonmarché aus Eisenbetonwänden zwischen Stampfbetonpfeilern 352.
—, Stützmauer aus Eisenbetonwänden zwischen Eisenbetonpfeilern am Quai d'Orsay 352.
Pfähle, allgemeine Betrachtungen über die Gegenwirkung des Bodens bei zylindrischen und konischen Pf. 165.
—, Anzahl derselben nach Aufteilung von Gebäudelasten bei Gründung auf schwebender Pfählung 151.
—, Belastungsproben beim Bau der Berliner Stadtbahn 227.
—, Belastungsversuche mit denselben von verschiedenem Konus durch Upson 170.
—, Bestimmung der Einrammtiefe eines Konuspfahles beim Bau einer Zementfabrik zur Erreichung der erforderlichen Tragfähigkeit bei tragfähigem Boden 180.
—, Bestimmung ihrer Tragfähigkeit durch Ziehversuche 243.
— aus Beton mit Widerhaken und sägeförmigen Profilen als Zugpfähle gegen Wasserauftrieb 186.
— aus Eisen, Schutz gegen Verrosten durch Beton 211.
—, Ersatz von längeren P. aus Holz durch kürzere Konuspfähle 170.
—, Feststellung von Setzungen durch Belastungsversuche 226.
—, Form der schwebenden 163.
— zur Führung der Belastung bei Belastungsproben 229.
— aus Holz unter Kaimauer in Charlestown, Schutz derselben gegen Bohrwurm durch Betonschutzwand mit Streckmetallbewehrung 210.
— einer Kaimauer des Kopenhagener Freihafens, Schutz derselben gegen Bohrwurm durch Beton 208.
—, konische, zur Vermehrung der Bodenoberfläche und des Widerstandes sowie zur Verminderung der Setzung bei Flachgründung 166.
Pfähle nach Raymond, Abmessungen derselben bei Boden mit oberen festen Schichten 173.
— —, Abmessungen derselben bei gleichmäßigem Material in der ganzen Bodentiefe 172.
— —, Beschreibung derselben, der Einrammung und Versenkung der Bewehrungseisen sowie Betonausfüllung 172.
— —, beim Hospitalbau auf der Einwandererinsel im Hafen von New-York 174.
— —, Kosten im Vergleich mit Holzpfählen 174.
— —, Probebelastungen derselben 174.
— —, 2- und 3-teiliger Rammkern 173.
— nach Stern, Abmessungen des Blechrohrpfahles 175.
— —, Arbeitsvorgang beim Setzen derselben 175.
— — beim Bau des Industriehauses und des Zubaues des k. k. Museums 176.
— —, Belastungsversuche mit denselben 177.
— —, Beschreibung derselben 174.
— —, Beschreibung der Einrammung derselben 174.
— —, Beziehungen zwischen Bodenwiderstand und Einrammtiefe 179.
— —, Einbringen des Betons 175.
— —, Einzelheiten des Belastungsversuchs beim Bau des k. k. Museums in Wien 178.
— —, Fertigstellungszeit derselben bei normaler Arbeitszeit 175.
— — in einer Festigkeitsmaschine 178.
— —, Länge des äußeren Blechrohres mit Rücksicht auf Schutz der Betonierung gegen Grundwasser 174.
— —, Mischungsverhältnis des Betons 175.
— —, Rammversuche mit Konuspfählen unter einem Geschäftshaus in Lemberg 179.
— —, Ziehen des Rammkerns nach vollendeter Rammung 175.

Pfähle aus Tannenholz, Zerstörung derselben durch Holzassel 207.
—, Tragfähigkeit der zylindrischen, nur auf Reibung beanspruchten Pf., nach Osthoff 167.
—, Verjüngungsverhältnis derselben mit Rücksicht auf Einrammung 167.
— mit verschiedener Verjüngung, Feststellung des Unterschiedes in der Tragfähigkeit derselben 170.
—, Versuche zur Beurteilung über Erdreichverdrängung bei denselben durch Prof. v. Schön, Wien 168.
—, Widerstand des Bodens gegen Setzungen bei zylindrischen und konischen 167.
— aus Zedernholz, Zerstörung durch Bohrwurm 207.
Pfahlanordnung, allgemeine Betrachtungen über Sicherstellung der schwebenden 163.
Pfahlform, Verhalten der konischen Pf., beim Einrammen und der ruhenden Belastung 163.
—, Verhalten der zylindrischen Pf. beim Einrammen und der ruhenden Belastung 163.
Pfahlgründung des Kieler Rathauses 286.
— ohne Platte bei der Bodenkreditanstalt Wien 152.
—, schwebende, Feststellung der Grenzlasten durch Proberammung 153.
— —, Probebohrung vor Ausführung derselben 153.
—, Vergleich zwischen fester und schwebender, festgestellt durch Versuche mit Straußpfählen 278.
Pfahlhauben, verschiedene Formen derselben für Eisenbetonpfähle 219.
Pfahlrost, Ausbesserung eines durch Grundwasserhöhenänderung beschädigten mit Beton 205.
— und Fundamentträger aus bewehrtem Beton, Beispiele 252.
Pfahlrost unter Kaimauer im Fischereihafen von Sables d'Olonnest, Schutz derselben gegen Bohrwurm durch Eisenbetonspundwand nach Hennebique 209.
— unter Kaimauer im Hafen von Kiautschou, Schutz derselben gegen Bohrwurm durch Eisenbetonspundwand 208.
—, Schutz der Holzpfähle gegen Fäulnis 205.
Pfahlsenkungen bei Probebelastungen, Feststellung durch Fühlhebel 276.
Pfahlspitzen, Einwirkung der verschiedenen Form derselben auf die Neulagerung von Schichten beim Eintreiben von Pfählen 169.
— für Eisenbetonpfähle, Form und Abmessungen derselben 214.
—, Zweck der, als Erleichterung des Eintreibens und als Führung 166.
Pfählung, schwebende, Berechnung derselben 151.
— —, Erklärung derselben 147.
— —, als Unterstützung eines Betonplattenfundaments auf 12 m hohem Schutt 150.
Piedboeuf u. Comp., Eller, Eisenbetonbehälter zum Einbau eines Streifenschweißofens 138.
Pilzlingplatten 41.
Pittsburg, Wasserbehälter 76.
—, Probebelastung eines Betonpfahles nach Simplex mit 300 t 268.
Platten s. a. Fundamentplatten. Grundplatten, Rippenplatten,
—, durchgehende, unter ganzen Gebäuden 75 u. f.
— —, unter ganzen Gebäuden, Berechnung 80 u. f., 91, 95, 99, 106 u. f.
— —, unter ganzen Gebäuden, gleichmäßig starke 91 u. f.
— —, unter ganzen Gebäuden, gleichmäßig starke, ausgeführte Beispiele 91 u. f.
— —, unter ganzen Gebäuden, hohle, mit Stützen und Schotterfüllung 99.
— —, unter ganzen Gebäuden, mit oberen Rippen 110 u. f.
Platten, durchgehende, unter ganzen Gebäuden, mit unteren Rippen 101 u. f.
— —, unter ganzen Gebäuden, Übergangsformen 76, 77.
— —, unter ganzen Gebäuden, aus umgekehrten Gewölben 93.
—, kontinuierliche 86.
—, Theorie der allseitig aufgelagerten Pl. 80 u. f.
Plattenroste 52 u. f., 103.
—, Ausbildung als durch einen mittleren Träger unterstützte Platte mit Seitenrippen, Konstruktion und Berechnung 60.
—, Berechnung bogenförmiger Verstärkungsrippen 56.
—, Folgen von Setzungsunterschieden 52.
—, Kosten einer Fundierung durch P. 62.
— als Straßenfundament 54.
— aus umgekehrten Gewölben 58 u. f.
—, Versteifung durch bogenförmige Rippen 56 u. f.
Prag, Jubiläumsausstellung, Giebelwand aus Eisenbeton für die Maschinenhalle ohne Verbindung mit der Hallenkonstruktion aus Eisen 335.
—, vertikale Erzeugung von Eisenbetonpfählen 215.
Preis des Fundamentprüfers von R. Mayer, Wien 156.
— der Pfähle nach Raymond 174.
Proben, dynamische, bei Pylonen 190
Probebelastung bei Betonpfählen nach Simplex unter Aufsicht der Baupolizei 268.
— von Pfählen nach Raymond 174.
— von Straußpfählen in Leipzig 276.
— — in schwebender Anordnung in Leipzig 276.
— zur Untersuchung des Baugrundes 16 u. f.
Probebohrungen vor Ausführung von schwebender Pfahlgründung 153.
Probepfähle nach Stern beim Bau des Industriehauses in Wien 176.

Proberammung zur Feststellung der Grenzlasten bei schwebender Pfahlgründung 153.
— bei Gründung des Deutschen Museums in München 262.
— mit Holzpfählen nach Bubendey 232.
—, Proportionalität zwischen Einsenkungstiefe und lebendiger Kraft 233.
Profil, geologisches, festgestellt für Bahnhofsbauten in Repuisset 270.

Rainham (Essex), Kesselfundierung durch Platte mit oberen Rippen 113.
Ramisch, Berechnung freistehender Wände 321.
Ramme von Menck u. Hambrock für Eisenbetonpfähle 222.
Rammformeln 231.
— von Brix 236.
—, graphische Darstellung derselben für Holzpfahl und Betonpfahl 235.
— von Osthoff für Holzpfahl 235.
— der Simplexpfahlgesellschaft 267.
—, statische und dynamische Widerstandslinie, graphische Darstellung nach Stern 238.
—, statische Widerstandslinien 239.
— — eines Holzpfahles und zweier prismatischer Eisenbetonpfähle 239.
—, Übersicht der bekanntesten 234.
—, Übersicht der Bezeichnungen für die verwendeten Werte 233.
—, Übersicht der empfohlenen Sicherheiten 236.
—, vergleichende Besprechung der verschiedenen 237.
Rammkern, zweiteiliger, der Raymond-Pfähle 173.
—, dreiteiliger, der Raymond-Pfähle 173.
Rammregister bei Herstellung des Fundamentes für das Deutsche Museum in München 263.
Rammtiefe, Tabelle ihrer Ermittlung bei verankerten Bohlwänden 409.
Rammung, Einfluß auf Bodenschichten bei Betonpfählen nach Simplex 268.
Rammungstiefe, ihre Berechnung bei Bohlwänden nach Kayser 406.
Rammversuche mit Konuspfählen nach Stern unter einem Geschäftshaus in Lemberg 179.
— mit Straußpfählen im Vergleich mit Holzpfählen 280.
Rammwirkung, Diagramme der, nach E. v. Willman jun. 164.
Randfundamente, exzentrische Belastung, Vermeidung einer solchen 126.
Randsäulen 43 u. f.
—, Kupplung von R. mit inneren Säulen durch gemeinsame Fundamentplatte 44.
Rankine-Formel, Anwendung derselben zur Bestimmung des horizontalen Druckes der Ruhe 162.
Rapallo, Schloß Balbi-Piovera, Fundierung auf durchgehender Platte mit oberen Rippen 124.
Raymond, Eisenbetonpfeiler mit verbreitertem Fuße 202.
—, System, Beschreibung der Pfähle, Einrammung und Versenkung der Bewehrungseisen sowie Betonausfüllung 172.
Raymondpfahl, Belastungsprobe derselben mit 66,7 t 171.
Raymond - Pfahlgesellschaft, Chicago, Mitteilung über Gleichwertigkeit von verjüngten und zylindrischen Pfählen mit Rücksicht auf ihre Tragfähigkeit 171.
Reibungskoeffizienten, Feststellung derselben durch Versuche mit glattem Stein auf Feinkies 160.
Rekonstruktion des Kais Gambetta in Boulogne durch Entlastung vom Hinterfüllungsmaterial und Anordnung einer Eisenbetontragkonstruktion, Querschnitt 432.
— der Kaimauer längs des Schiekolks, Holland, durch Aufsetzung einer Winkelstützmauer aus Eisenbeton 431.
Rekonstruktion bestehender Mauern oder Pfeiler, Ausführungsbeispiele 443.
— von Mauern, Erhöhung der Tragfähigkeit von bestehenden 431.
— der Pfeiler der Poughkeepsie-Brücke, Arbeitskräfte und Ausführungszeit 443.
— —, Arbeitsvorgang bei Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs 440.
— —, Beschreibung der alten Brücke und der Rekonstruktion durch Eisenbeton 439.
— —, Grundriß und Querschnitt der rekonstruierten Pfeiler 441.
— —, Lichtbild der rekonstruierten Pfeiler 442.
— einer Reservoirmauer durch Strebepfeiler aus bewehrtem Beton 141.
— der Seemauer zu Veerde durch Verkleidung mit Eisenbetonwand, Bewehrung 434.
— —, Lichtbild der alten Mauer 433.
— —, Lichtbild der rekonstruierten Mauer 435.
— —, Lichtbild während der Rekonstruktion 434.
— — Querschnitt, Beschreibung, Abmessungen der rekonstruierten Mauer 434.
— der Stützmauer in Boulogne sur Mer 207.
— der Ufermauer beim Taxenbacher Tunnel durch Eisenbetonkonstruktion, Beschreibung der Ausführung 433.
— —, Kosten der Rekonstruktion 433.
— —, Lichtbild der rekonstruierten Mauer 433.
— des Widerlagers der Marrioutbahn, Ägypten, auf Brunnen nach System Compressol, Beschreibung des Arbeitsvorgangs und der Ausführung der Rekonstruktion durch Eisenbeton auf Holzpfählen 437.
— —, Querschnitte der rekonstruierten Widerlager 438.
— des Widerlagers in Pueblo, Colorado, Beschreibung der alten Mauer 435.

Rekonstruktion des Widerlagers in Pueblo, Colorado, Beschreibung der Rekonstruktionsausführung in Eisenbeton 436.
— —, Lichtbilder des gesenkten Widerlagers 436.
— —, Querschnitt des rekonstruierten Widerlagers 436.
Rennbahn Montebello bei Triest, Zusammenstellung der statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen 335.
Repuisset, Bahnhofsbauten im schlammigen Haff unter Verwendung von Simplexpfählen 270.
Reservoirboden, Säule in einem solchen 43.
Reservoirmauer, Rekonstruktion derselben durch Strebepfeiler aus bewehrtem Beton 141.
Rippenplatten in Eisenbeton, Berechnung 73, 106 u. f.
— als durchgehende Grundplatten 101 u. f.
— —, Vorteile der Anordnung mit unteren und mit oberen Rippen 101.
— bei Fundierungen im Bergwerksgebiet 70.
Rom, Wasserturm mit runder Grundplatte 85.
Ruhrort - Duisburger Hafen, Leitwerk an der Eisenbahndrehbrücke 186.
Ruhrort, Hafenanlage, Brunnenfundierung 290.
Ruppertsgrün, Kohlenbunkeranlage, Fundierung durch Gruppenplatten 49.
Rutschterrain, Bauten in R. 62 u. f.
—, Entwässerungskanal 74.
—, Förderanlage, Fundierung und Verankerung durch Betonblock 75.
—, Fundierung einer Villa in R. auf durchgehender Platte 73.
—, Verhütung von Bewegungen 74 u. f.

Sables d'Olonnest, Kaimauer im Fischereihafen, Schutz des Pfahlrostes gegen Bohrwurm durch Eisenbetonspundwand nach Hennebique 209.
Salcano. Isonzobrücke, Widerlager 36.
Salzburg, Nelböckbrücke, Fundierung 90.
Santa Cruz, Kalifornien, Betonbrunnen für Wasserentnahme 294.
Säulen an Ecken und Rändern 43 u. f.
—, Fundamente 28, 41 u. f., 110.
Schachtauskleidung in Eisen beton beim Bau der Pfeiler mit Fußverbreiterung für das Theater in Bern 199.
Scherlebeck, evangel. Kirche, Fundamente 65.
Scherspannungen bei Fundamentverbreiterungen 25.
Schichten, Heranziehung tieferer und schlechterer, durch Pfähle bei Flachgründung auf festeren oberen Schichten 167.
Schießstandmauern aus Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 344.
— in Bremen, Grundrisse, Schnitte und Ansicht 345.
— bei Holtenau, Querschnitte und Ansicht 344.
Schlaghaube für Eisenbetonpfähle nach Hennebique 218.
Schließen 2, 4.
Schön, Prof. v., Wien, Versuche zur Beurteilung über Erdreichverdrängung bei Pfählen 168.
Schornsteine, Einfluß des Winddrucks auf die Fundierung 22.
Schuh für Betonbrunnen zur Wasserentnahme 294.
Schutzröhren für Holzpfähle aus Eisenbeton 210.
—, Ausführungen 210.
Schwebegründungen, Erklärung derselben 147.
Schwimmkörper aus Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 299.
Schwimmpfähle bei einseitiger oder ungleichmäßiger Setzung 151.
Schwimmsand, Flachgründungen auf Sch. mittels Plattenrostes 67 u. f.
Seestadt (Böhmen), Fundierungen am Elly-Schacht 66.
Senkbrunnen, Abmessungen für kleinere Brunnen 292.
Senkbrunnen, Abmessungen derselben beim Turmfundament des Kieler Rathauses 286.
—, Ausführung mit Spülung zur Herstellung des Landungssteges in Ymuiden 288.
— aus Eisenbeton, Abmessungen, Versenken und Ausfüllen 288.
— aus Monierröhren beim Bau der Gaswerke in Hamburg 285.
—, seichte, unter Ergänzung durch Compressolpylone in großen Tiefen 285.
— —, unter Ergänzung durch Einrammung von Betonpfählen bei Triebsandmassen 287.
—, Vorrichtungen für Bewegung derselben zum Versenken 285.
Senkkasten aus Eisenbeton, Abmessungen, Bewehrung und Gewicht 303.
— für Maasbrücke bei Rouillon mit nachträglich geschaffenem Boden 301.
Senkungen im Bergwerksgebiet 62 u. f.
— von Gebäuden in Chicago 20.
— von Grundplatten 11 u. f.
—, ungleichmäßige, des Baugrundes 2 u. f.
— —, infolge ungleicher Fundierung 21.
Senkungslinien bei Belastungsproben mit Straußpfählen 279.
Setzungsgrenze 15, 23, 53.
Silos in Mannheim und Genua, Senkungen der Fundamentplatten 12
—, Zement-, in Livorno von Diss u. Co. 181.
Simplexgründung, Vorgang bei derselben 267.
Simplexpfähle, amerikanische Ausführungen 270.
—, ausgegrabene Spitze einer mit Alligator hergestellten Säule 269.
— beim Bahnhofsbau im schlammigen Haff des Repuisset 270.
—, Belastungsversuche 269.
— mit Betonumhüllung nach Vorschlag der American Concrete Piling Co. 271.

Simplexpfähle, bewehrte, Gründung bei Ausstellungsbauten auf der Theresienhöhe in München 269.
— mit im Boden verbleibender Spitze 266.
—, Fundament der Kuppel des Verkehrsministeriums in München 269.
—, Herstellung fertiger, auf vertikalem Stampfgerüst 272.
—, auf Holzpfählen aufgepfropft 272.
—, Methode der Bodenverdichtung 270.
—, Mischung des Betons 268.
— mit offener Alligatorspitze 266.
—, Probebelastung mit 300 t in Pittsburg 268.
—, Trennung der Fundamente für Maschinen und Gebäude bei Anlage der Edison Co. New-York 271.
Simplexpfahlgesellschaft, Rammformel 266.
Simplexsystem zur Herstellung von Betonpfählen an Ort und Stelle 266.
Solvay Co. in Detroit, Fundamentverstärkung des durch Setzungen schief gestellten, 75 m hohen Schornsteins aus Beton mit Bewehrung 140.
Spandau, Hafen, Beton-Spundbohlenform mit Bewehrung, Rammvorrichtung 318.
Spundbohlen aus Eisenbeton beim Hafen in Spandau 318.
Spundwände aus Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 317.
— — für die Untergrundbahn in Boston 311.
— als Schutz gegen die Bewegung tieferer flüssiger Schichten des Baugrundes 4, 70.
Standsicherheit von freistehenden Wänden mit Rücksicht auf Einspannung im Erdreich 322.
Stern, Ingenieur, Wien, Feststellung der Beziehung zwischen Einsenkung und Verdichtung bei Baugrundprüfungen 156.
Stern, Konuspfahl 174.
Stettin, Winkelstützmauer aus Eisenbeton bei zulässiger Bodenpressung von 1 kg auf 1 cm² mit teilweiser Granitverblendung 373.
Stoßwirkungen, Einschränkung derselben beim Bau von Maschinenfundamenten 145.
Straßburg, Warenhaus Dietz, Fundierung durch Gruppenplatten 50.
Straße in wasserdichtem Trog bei der Unterführung der holländischen Staatsbahnen bei Utrecht 185.
Strauß, Ingenieur, Betonpfähle 273
Strebepfeiler aus Beton mit I-Eisen zur Verstärkung eines alten Bogenbrückenwiderlagers 143.
Streckmetall, als Bewehrung von Kellergewölben zur Verhütung von Undichtheiten und Sprüngen 136.
Strompfeiler auf Brunnen aus Eisenbeton einer Brücke über den Foyle-Fluß 297.
Stuttgart, Gründung des Warenhauses Breuninger auf Eisenbetonpfählen 261.
Stützmauer in Boulogne sur Mer, Rekonstruktion derselben 207.
— vor Eingangsportal des Murgrabentunnels aus Eisenbetonwänden zwischen Bruchsteinpfeilern 350.
— aus Eisenbeton, Angabe von theoretischen Abhandlungen 369.
— aus Eisenbetonwänden zwischen Bruchsteinpfeilern beim Murgrabentunnel, Lichtbild 352.
— — zwischen Eisenbetonpfeilern am Quai d'Orsay, Paris 352.
— vor einer Schlackenhalde mit stehendem Moniergewölbe in Düsseldorf 352.
Sumpf, Gründung von Brückenpfeilern auf S. 10.
Sydney, Leuchtturm auf Schwimmblöcken 301.
Tabelle über Belastungsversuche mit Pfählen von verschiedenem Konus durch Upson 170.
— über Entlastung eines zylindrischen und prismatischen Steinpfahls durch Horizontaldruck 159, 161.
— über Haftwiderstand einer Steinplatte gegen horizontale Verschiebung bis zum Gleiten 159.
— über Reibungskoeffizienten bei glatter Plattenfläche auf Feinkies 160.
Tarnopol, Lokalbahn, Gründung der Widerlager einer Eisenbahnbrücke auf Eisenbetonpfählen und Plattenbalkendecke 257.
Teltowkanal, Speicher am Tempelhofer Hafen, Fundierung auf Gruppenplatten mit Verbindungsbalken 78.
Tempelhof, Speicher am Teltowkanal, Fundierung auf Gruppenplatten mit Verbindungsbalken 78.
Theater, Fundierung 73.
Theorie der allseitig aufgelagerten Platten 80 u. f.
Tiefe der Gründungen bei wasserhaltigen beweglichen Schichten 153.
Tiefgründung, Betonpfeiler mit verbreiterter Basis zum Unterfangen von Gebäuden längs der Tunnel bei der Untergrundbahn in Boston nach Carson 199.
—, Pfeiler beim Bau des Theaters in Bern mit Fußverbreiterung 199.
— beim Umbau eines Geschäftshauses in Chicago 197.
— mit Unterfangung eines 60 m hohen Gebäudes (Amesgebäudes) in Boston beim Washingtonstraßentunnel 200.
Trägerroste mit Anordnung der wasserdichten Schutzschicht 136.
Tragfähigkeit des Baugrundes s. a. Belastung, zulässige.
— bei fester und schwebender Anordnung von Straußpfählen im Vergleich mit Holzpfählen 280.

Tragfähigkeit, Gleichwertigkeit derselben bei verjüngten und zylindrischen Pfählen 171.
— von Pfählen, Bestimmung derselben durch Ziehversuche 243.
— — mit verschiedener Verjüngung 170.
— von zylindrischen Pfählen nach Osthoff 167.
Trennungsfugen bei Bauten im Bergwerksgebiet 63.
Tunis, Einsinken von Mühlengebäuden infolge Nachgeben des Baugrundes 2 u. f.
Türme, Fundierungen 32, 82 u. f., 87.
Turmfundament aus Senkbrunnen beim Kieler Rathause 286.

Überbrückung von alten Festungsmauern im Fundament mit Eisenbetonbanketten 260.
Unterfangen von Gebäuden mit Straußpfählen, Ausführungsbeispiele 281.
Unterführung einer Landstraße bei Utrecht unter den holländischen Staatsbahnen 185.
Untergrundbahn, Bau derselben, Ursache einer Grundwasserhöhenänderung 205.
Upson, Belastungsversuche mit Pfählen von verschiedenem Konus 170.
Urfahr, Brunnen in Eisenbeton der städtischen Wasserwerke 296.
Utrecht, Landstraßenunterführung der holländischen Staatsbahnen in wasserdichtem Trog 185.

Verbreiterung von Fundamenten 14, 25 u. f.
—, Bewehrung 27.
—, Druckverteilung und Berechnung weitausladender Platten 29.
—, Kostenvergleich zwischen Beton und Eisenbeton 28.
—, Scherspannungen 25.
—, Übergangsformen zwischen Mauerwerk und Eisenbeton 28.
Verdichtungskreise, die der Zusammendrückung entsprechenden, bei der Anwendung von Compressolpylonen 158.
Verdrängungsfestigkeit, Feststellung derselben bei verschiedener Bodenbeschaffenheit durch Versuche an der Baustelle des Österreichischen Museums in Wien 157.
Verdrängungsmaß, Bestimmung desselben bei Baugrundprüfungen durch Maschine von Ingenieur Stern, Wien 156.
Verjüngungsverhältnisse von Rammpfählen 167.
Verschnürung von Eisenbetonpfählen 253.
Versenken von Senkbrunnen aus Eisenbeton und Ausfüllen 288.
— von Unterfangungspfeilern aus Beton unter Batterytunnel durch Spülung 282.
Versenkung von Bodenankern aus Eisenbeton mit Hilfe von Blechzylindern 186.
— von Zugpfählen aus Eisenbeton mittels Wasserspülung 186.
Versenkungsgrenze 16.
Verstärkung von Säulen und Fundamentsockeln durch Beton mit Eisenbewehrung 139.
— der Scheidemauern des Quindero-Bassins der Wasserwerke von Kansas, Beschreibung der Ausführung 435.
— —, Grundriß und Querschnitt der Mauern 435.
— —, Querschnitt der verstärkten Zwischenmauer 436.
— —, Stützlinie für einseitigen Wasserdruck 435.
Versuche zur Bestimmung der zulässigen Belastung des Baugrundes 15 u. f.
— über Druck- und Scherfestigkeit von Fundamentverbreiterungen 25 u. f.
— zur Feststellung der zulässigen Widerstandskraft bei Pylonen in Namur beim Bau einer Bogenbrücke von 52 m Spannweite 190.
Versuchsergebnisse bei fester und schwebender Pfählung mit Straußpfählen 278.
Verteilung von Mauerlasten auf Betonplatte in einem Wohnhause 150.
Viadukt in Warschau, Parallelversuch vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Rußland zur Feststellung der Zuverlässigkeit von Pfeilerpylonen 189.
Vinnhorst, Fabrikgebäude, Fundierung 77.
Vorteile der Brunnen aus Eisenbeton 296.
Vor- und Nachteile der Eisenbeton- und Holzpfähle 212.

Walsum, Pumpenhaus der Zellstoffabrik mit Abdichtung gegen Hochwasserdruck von 7 m 135.
Wangen a. d. Aare, Zuleitungskanal für das Elektrizitätswerk, Abschließung einer Baugrube mit Eisenbeton 313.
Warmond (Holland), Keller für Heizungsanlagen im Seminar 130.
—, Seminar, Zerstörung und Ausbesserung eines tiefen, gemauerten Kellers für Heizungsanlagen in Eisenbeton 131.
Warschau, Viadukt in, Feststellung der Zuverlässigkeit von Pfeilerpylonen durch Parallelversuche 189.
Washington, Ingenieurschule, Gründung auf Betonpfählen nach Simplex 268.
Wasserauftrieb, Widerstand gegen denselben bei wasserdichten Gefäßen durch Bodenanker 185.
Wasserbehälter, Fundierung auf durchgehender Platte 76.
— — mit oberen Rippen 111.
Wasserdichte Einlage in Kaimauer beim Kraftwerk in Yonkers 256.
— Gefäße, Widerstand gegen den Wasserauftrieb bei denselben durch Bodenanker 185.
— Isolierschicht aus Goudron und Asphaltfilzpappe mit Zementschutzschicht 138.

Wasserdichte Isolierung aus doppelter Zementfeinschicht mit dazwischengelegter Asphaltfilzpappe 138.
— — in der Eisenbetonplatte für die Hochwasserpumpstation und Kläranlage in Duisburg aus Zementschichten und Asphaltfilzpappe 139.
— —, Höhenlage über Grundwasserspiegel 138.
— —, Zweiteilung der Außenmauern durch dieselbe zur Ersparung der Herstellungskosten für besondere, unbelastete Stützmauern 138.
— Keller s. a. Keller.
— —, Fundierung mit Eisenbetonplatte auf leichtflüssigem Material 288.
— — der Markthalle in Breslau auf biegungssteifer Fundamentplatte 137.
— — in der Monierbauweise, Bewährung derselben 135.
— — einer Seifenfabrik in Nürnberg unter Verwendung von Portlandzementverputz der Fundamentplatte aus reinem Beton auf Triebsand und der Innenwände 136.
— —, unabhängig von Gebäuden hergestellte 136.
— Kelleranlage der Verlagsbuchhandlung Enßlin u. Laiblin in Reutlingen 135.
— Kellerraum im Anbau zur Landesdruckerei im Haag von 45 auf 17 m für 1,25 m Wasserüberdruck 134.
— Schutzschicht bei Betoneisenrosten 136.
— Trog für eine Landstraßenunterführung der holländischen Staatsbahnen bei Utrecht 185.
— Tunnel für Transportband beim Betrieb von Getreidesilos in Amsterdam bei 0,9 m Überdruck 136.
Wasserdruck und Schlaghaube zum Versenken von Eisenbetonpfählen beim Bau Lattemann in Brooklyn 249.
Wasserhaltung während des Baues eines Eisenbetonbehälters bei 2,5 m hohem Grundwasserstand über Fundamentsohle 138.
— beim Bau der Fundamentplatte für die Markthalle in Breslau 138.
Wassertürme, durchgehende Grundplatte 83, 87.
Wayss u Freytag, Geschäftshaus in Kiel mit 2 m Wasserstand über der Kellersohle 134.
—, Pumpenhaus der Zellstofffabrik Walsum mit Abdichtung gegen Hochwasserdruck von 7 m 135.
—, spiralbewehrter Eisenbetonpfahl beim Neubau der Singer Manufacturing Co. in Wittenberge 224.
Widerlager aus Eisenbeton, Ausbildung derselben bei großer Höhe, Viadukt Chauderon – Montbenon, hohle Fahrbahnplatte über Widerlager 422.
— —, desgl., Bewehrung 421.
— — für eingespannte Tragkonstruktionen, Ausführungsbeispiele 422.
— —, desgl., Brücke zu Châtellerault 420.
— —, desgl., Brücke zu Memphis 420.
— —, desgl., Brücke am Quai Debilly, Querschnitt und Grundriß, Abmessungen 419.
— —, desgl., Schwechatbrücke in Baden bei Wien, Bewehrungsplan 418.
— —, desgl., Schwechatbrücke in Baden bei Wien, Lichtbild des unvollendeten Widerlagers 419.
— —, desgl., Schwechatbrücke in Baden bei Wien, schematischer Grundriß und Querschnitt mit Abmessungen 418.
— —, desgl., Eisenbetonsteg in Ranigsdorf 421.
— —, desgl., Tunnelausweichstelle unter dem großen Markt in Rotterdamm 421.
— — für frei aufgelagerte Tragkonstruktionen, Ausführungsbeispiele 417.
— —, desgl., der Brücke über Cahokia Creek, Abmessungen, Bewehrung und Beschreibung 416.
Widerlager aus Eisenbeton für frei aufgelagerte Tragkonstruktionen, der Brücke über Cahokia Creek, Lichtbild der fertigen Widerlager 417 f.
— —, desgl., der Brücke über Cahokia Creek, Pfahlrost unter Widerlagern 417 f.
— —, desgl., der Monticellobrücke, Illinois, Kosten im Vergleich mit gewöhnlichem Mauerwerk 416.
— —, desgl., der Monticellobrücke, Illinois, Lichtbild während der Ausführung 416
— —, desgl., der Monticellobrücke, Illinois, Mauerwerkkubatur im Vergleich mit massivem Betonwiderlager 416.
— —, desgl., der Monticellobrücke, Illinois, Querschnitt und Ansicht 416.
— —, desgl., der Brücke in Sambor (Galizien), Anordnung der Flügel 416.
— —, desgl., der Brücke in Sambor (Galizien), Anordnung von Grundplatten 415.
— —, desgl, der Brücke in Sambor (Galizien), Ansicht, Grundriß, Querschnitt 414.
— —, desgl., der Brücke in Sambor (Galizien), Lichtbild der Widerlager 415.
— von Tragkonstruktionen, allgemeine Erklärungen 415.
Widerlagerfundamente von Brücken 36 u. f., 90.
Widerstand des Bodens gegen Setzung bei zylindrischem und konischem Pfahl 167.
Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonpfählen gegen Seitenkräfte, Versuche zur Feststellung derselben 187.
Wien, Bodenkreditanstalt, Pfahlgründung derselben ohne Platte 152.
—, Ferdinandsbrücke, Uferpfeilercaissons, Abmessungen und Gewicht 302.
—, Österreichisches Museum, Feststellung der Verdrängungsfestigkeit bei verschiedener Bodenbeschaffenheit durch Versuche an der Baustelle 157.

Wien, Schiefe Häuser 6, 13.
—, Wohnhäuser, Fundierung auf durchgehender Platte mit oberen Rippen 118.
Wilhelmshaven, Realschule, Fundierung auf Grundplatte von gleichmäßiger Stärke 95.
—, Wohnhaus, Grundplatte aus umgekehrten Gewölben 94.
Willman jun., Diagramme der Rammwirkung 164.
Winkelstützmauer, Ausbildung und Bewehrung nach Godfrey 357.
—, Bewehrung der Sohlenplatten 354.
— aus Eisenbeton, Anordnung der Fundamentplatte zur Stirnwand nach Massart 358,
— —, Ausführungsbeispiele 402.
— —, Baukosten im Vergleich mit gewöhnlichen Betonmauern 369.
— —, Berechnung unter Berücksichtigung des Reibungswinkels bei Sicherheit gegen Gleiten 368.
— —, Berechnung der Grundplattenbreite nach Weiske 359.
— —, Bochum, neben Bahnlinie, Abmessungen 393.
— —, desgl., Grundriß und Querschnitt 392.
— —, in Buffalo, mit und ohne Versteifungsrippen, Bewehrung 396.
— —, desgl., Lichtbild während der Ausführung 397.
— —, desgl., Lichtbild der fertigen Mauer 398.
— —, desgl., Mischung des Betons 397.
— —, desgl., Schnitte, Einzelheiten und Abmessungen 397.
— —, desgl., Temperaturfugen 396.
— — auf der Castellengogrube bei Borsigwerk, Anordnung einer wagerechten Kragplatte und Abmessungen 391.
— —, desgl., Bewehrung 391.
— —, desgl., Lichtbild während der Ausführung 391.
— — in Dänemark, Querschnitt ohne Rippen bis 3,5 m Gesamthöhe 369.
Winkelstützmauer aus Eisenbeton, Druckverteilung auf Fundamentsohle und Ausbildung derselben nach Godfrey 358.
— —, mit eisernen Böcken aus alten Eisenbahnschienen und Monierplatten 370.
— —, Berechnung der Momente für die Monierplatten 370.
— —, Ermittlung der Stabkräfte in Strebeböcken aus alten Eisenbahnschienen 370.
— — zu Evansville als Böschungsflügel am bestehenden Widerlager aus Mauerwerk, Schnitte, Grundriß, Abmessungen 399.
— — zu St. George, Staten Island, Abmessungen 395.
— —, desgl., Bewehrung 395.
— —, desgl., erforderlich gewesene Materialmengen 396.
— —, desgl., Herstellen des künstlichen Steinschnittes in der Ansicht 396.
— —, desgl, Lichtbild während der Ausführung 396.
— —, desgl., Mischung des Betons 396.
— —, desgl., Querschnitt und Ansicht 396.
— — von größerer Höhe unter Verwertung der Gegenlast in mittlerer Höhe durch wagerechte Platte 356.
— —, Grundsätze der Berechnung 357.
— — im Kinderheim, Aachen, Abmessungen 393.
— —, desgl., Grundriß, Querschnitt, Ansicht 393.
— — beim Landhaus Heinzelmann, Eßlingen, Abmessungen 389.
— —, desgl., Bewehrungseinzelheiten 390
— —, desgl., Lichtbild während der Ausführung 390.
— —, desgl., Mischung des Betons 391.
— —, desgl., Querschnitt und Grundriß 389.
— —, desgl., Zweck der Mauer 389.
— — in Milwaukee, V. St. A., auf Schwimmsand und flüssigem Ton, Abmessungen 395.
Winkelstützmauer aus Eisenbeton in Milwaukee, Lichtbild der Mauer 395.
— — in Pittsburg. Abmessungen 397.
— —, desgl., Bewehrung 397.
— —, desgl., Mischung des Betons 397.
— —, desgl., Schnitt und Ansicht 398.
— —, desgl., Temperaturfugen 397.
— — am Quai Debilly, Ausbildung der Strebepfeiler mit wagerechten Platten 376.
— —, desgl., Bewehrung 376.
— —, desgl., Hauptabmessungen der Ansichtsflächen 376.
— —, desgl., schematische Ansicht 376.
— —, desgl., typische Querschnitte und Abstufungen ihrer Anwendung 376.
— —, reine, Querschnitt 354.
— — mit Rippen, erforderliches Gesamtvolumen der Mauer für 1 m Länge 367.
— — ohne Rippen, Berechnung nach Baumstark 362.
— —, desgl., erforderliches Gesamtvolumen der Mauer für 1 m Länge 364.
— —, desgl., Wahl der Querschnitte mit Rücksicht auf die Wandhöhe 365.
— — in Sambor (Galizien), Anordnung von Doppelrippen 378.
— —, desgl., Bewehrung 381.
— —, desgl., Fugen zur Vermeidung von Rissen bei ungleichmäßigem Setzen und Temperaturänderungen 378.
— —, desgl., Lichtbild des Eisengerippes 382.
— —, desgl., Mischung des Betons, Waschen des Sandes und Schotters 382.
— —, desgl., Querschnitt und Abmessungen 378.
— —, desgl., statische Berechnung 378.
— —, desgl., Verblendung mit künstlichen Betonplatten 382.
— — am Schillerhof, Frankfurt a. M, Verbundbau ohne Schalung, Grundriß, Querschnitt, Einzelheiten 394.

Winkelstützmauer aus Eisenbeton am Schillerhof, Frankfurt a. M., Lichtbild der Verbundwand während der Ausführung 394.
— —, Sicherheit gegen das Gleiten 367.
— —, Stärke der Fundamentplatten, senkrechten Wände und Rippen 358.
— — in Stettin, Lichtbild während der Ausführung 374.
— —, desgl., Temperaturfugen 374.
— —, desgl. bei zulässiger Bodenpressung von 1 kg auf 1 cm² mit teilweiser Granitverblendung 373.
— —, Straßenüberführung, Döbeln, Abmessungen 382.
— —, desgl., Anordnung von Moniergewölben zur Herabminderung des Erddrucks 382.
— —, desgl., Berechnung 384.
— —, desgl., Festlegung der Höhe des Moniergewölbes mit Rücksicht auf natürlichen Böschungswinkel 382.
— —, desgl., Querschnitt und Bewehrung 382.
— — bei Summit, Montana, Ausführungszeit und Kosten 402.
— —, desgl, Baugrubenverschalung 400.
— —, desgl., Baustoffbedarf 402.
— —, desgl., Bauvorgang 400.
— —, desgl., Bewehrung 400.
— —, desgl., Lichtbild der Mauer 401.
— —, desgl., Mischung des Betons 402.
— —, desgl., Schnitt und Ansicht 400.
— — am Tempelhofer Feld in Berlin, Berechnung 372
— —, desgl., Entwässerung 371.
— —, desgl., Lichtbild der Mauer 371.
— —, desgl., Lichtbild der Mauer während der Ausführung 371.
— —, desgl., Querschnittsabmessungen der Mauer 371.
— —, desgl., Temperaturfugen 371.
— —, Vergleich ihrer Wirtschaftlichkeit mit solchen aus reinem Stampfbeton bei gleicher Standfestigkeit 357.
Winkelstützmauer aus Eisenbeton mit Verstärkungsrippen, verschiedene Querschnitte mit Rücksicht auf Untergrund 356.
— — mit Versteifungsrippen, Berechnung derselben 365.
— — bei Villa Walther in Pullach, München, Bewehrung 389.
— — desgl., Grundriß, Ansicht, Querschnitt mit Abmessungen 388.
— — desgl., Lichtbild während der Ausführung 389.
— —, Lichtbild fertiggestellter Teilstücke 370.
— —, Vorteile infolge Möglichkeit der fabrikmäßigen Herstellung in kurzen Längen 369.
— —, Wirtschaftlichkeitsgrenzen der Mauern mit und ohne Rippen in bezug auf Materialverbrauch 367.
— —, Zweck und Bewehrung der Rippen 358.
— zur Erhöhung von bestehenden Stampfbetonmauern 354.
—, Erklärung derselben 353.
—, Futtermauer zu Marion County (Indiana) aus Eisenbeton, Putz der Sichtfläche in Nachahmung von Hausteinmauerwerk 375.
— —, Querschnitt, Abmessungen und Bewehrung 375.
—, Höhenlage der wagerechten Kragplatten 353.
—, Katzbachstraße 20, Berlin, in Steineisenkonstruktion nach Eggert, Bewehrung 392.
— —, Querschnitt und Ansicht 392.
— in Stettin, Ausführungsbeispiele in Eisenbeton 375.
— —, Betonmischung für senkrechten Schenkel 375.
— —, Betonmischung für wagerechten Schenkel 375.
— in Verbindung mit Fundamentplatte 45.
—, Vergleich einer Eisenbetonwinkelmauer in L-Form mit ⊥-Form und reiner Bruchstein- oder Stampfbetonmauer von je 8,25 m Höhe nach Bone 355.
Winkelstützmauer, Vergleich mit Stampfbetonmauer von gleicher Standfestigkeit 355.
Wolkenkratzer, Gründung durch Betonplatten und I-Träger 2, 27 u. f., 44 u. f., 125 u. f.
Wolle, Gründung des Deutschen Museums in München 261.

Ymuiden, Landungssteg, Ausführung mit Senkbrunnen mit Hilfe von Spülung 288.
Yonkers, Kraftwerk auf Eisenbetonrost und Holzpfählen mit wasserdichten Einlagen in der Kaimauer 256.

Zeichnerische Darstellung der Versuchsergebnisse mit Straußpfählen 278.
Zeit der Versenkung von Eisenbetonpfählen durch Einspülen 247.
— — mit Heben und Senken 248.
Zement-Silo in Livorno von Diss u. Co. 181.
Zerstörung von eingerammten Eisenbetonpfählen nach Versuchen von Considère 218.
Zielinski-Budapest, Prof. Dr., Bau des Stauwehrs in Bökeny 186.
Zschokke, Caisson aus Eisenbeton für Dock in Cadix, Spanien 305.
Zugpfähle aus Beton gegen Wasserauftrieb mit Widerhaken und sägeförmigen Profilen 186.
— zur Verankerung der Sohle des Stauwehrs in Bökeny 186.
Zugring aus Beton mit R.-E. 20 mm Durchmesser bei Fundamentverstärkungen 143.
Zwillingsröhren, Verwendung derselben an Eisenbetonpfählen bei Spülung 248.
Zwischenpfeiler aus Eisenbeton, Ausführungsbeispiele 429.
— — bei gewölbten Brücken, Steg am Bahnhof in Bari, Italien, Querschnitte, Abmessungen, Bewehrung 429.
— — bei gewölbter Brücke über die Vienne zu Châtellerault, Längs-, Querschnitte, Abmessungen 429.

Zwischenpfeiler aus Eisenbeton, Harvard - Dension - Viadukt, Cleveland, Bewehrung 425.
— —, desgl., Längs- und Querschnitt, Abmessungen 426.
— —, desgl., Schalung und Schalungseinzelheiten 426.
— — für Holzbalkenbrücke in Ferth Amboy über Kohlen- und Steinerzlagerplätze auf Pfahlrostbau, Bewehrung mit Ransome - Quadrateisen 423.
— —, desgl., Gründe für Wahl des Eisenbetons 423.
— —, desgl., Mischung des Betons 424.
— —, desgl., Quer- und Längsschnitt, Abmessungen 423.
Zwischenpfeiler aus Eisenbeton, Quisabrücke für elektrische Straßenbahn, Bewehrung 428.
— —, desgl., Längs-, Querschnitt, Abmessungen 428.
— —, Rheinbrücke bei Alberino, Querschnitt und Abmessungen 428.
— —, Straßenüberführung zu Sambor, Bewehrung 427.
— —, desgl., Grundriß und Schnitte, Abmessungen 427.
— —, desgl., Verblendung der Außensichten mit Sandsteinquadern als Ersatz der Schalung 428.
Zwischenpfeiler aus Eisenbeton, Talbrücke bei Bad Tölz, Querschnitt, Abmessungen 429.
— —, Übersetzung des Tennesseeflusses bei Gilbertsville, Bewehrung aus Johnsoneisen 425.
— —, desgl., Lichtbilder während der Ausführung 425.
— —, desgl., Mischung des Betons 425.
— —, desgl., Schnitte, Ansicht, Abmessungen 424.
— von Tragkonstruktionen, allgemeine Erklärungen 423.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Handbuch für Eisenbetonbau.

Nachfolgendes sachlich geordnetes Schlagwortverzeichnis soll jedem Interessenten unter Angabe des entsprechenden Bandes bekannt geben, welche Kapitel in dem Werke behandelt werden und in welchem Bande dieselben zu finden sind.

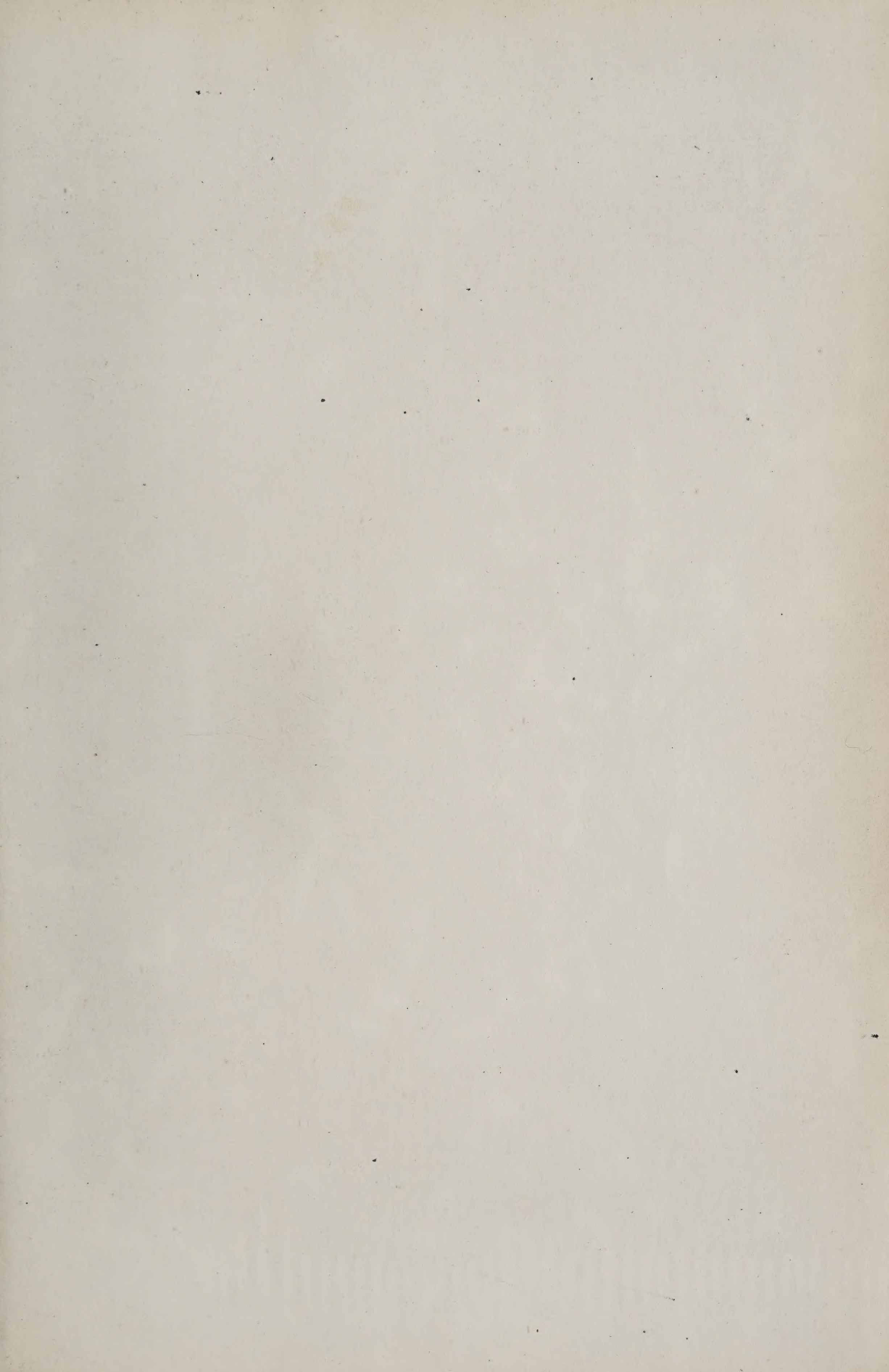
Bei Bestellung ist genau Auflage, Band und Teil anzugeben.

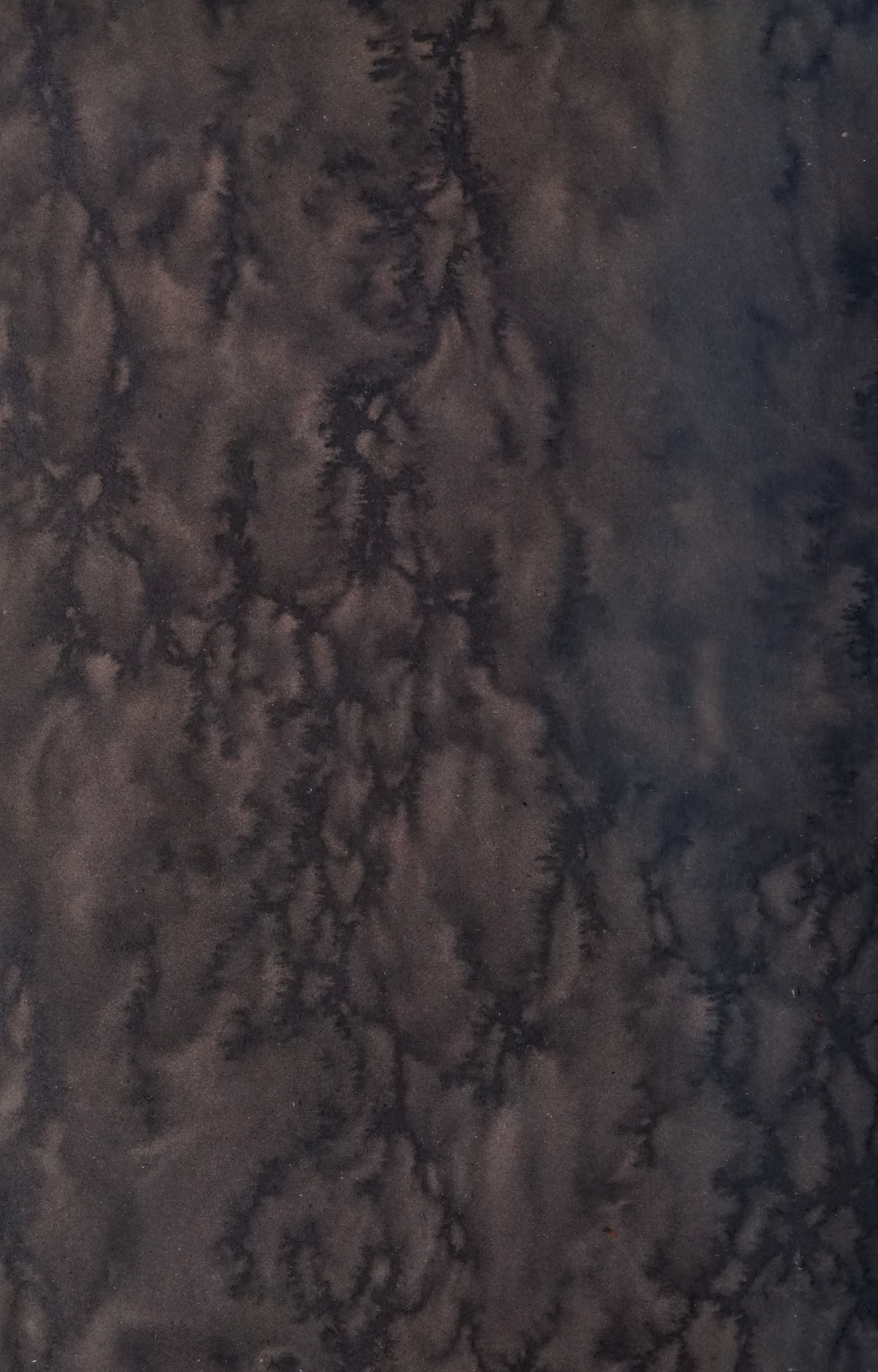
		Band	Teil
Abluft-, Dunst- u. Rauchschläuche	*1. Aufl.*	IV	2
Aquadukte	*2. Aufl.*	V	
Aufsteigschächte	*2. Aufl.*	V	
Ausfüllung der Oberflächenporen	*2. Aufl.*	V	
Auswurftrichter (Bergbau)	*2. Aufl.*	VII	
Badeanstalten	*2. Aufl.*	V	
Badewannen	*2. Aufl.*	V	
Bahnsteige	*1. Aufl.*	III	3
Bahnsteighallen	*1. Aufl.*	III	3
Balkenbrücken	*1. Aufl.*	III	3
Balkendächer	*1. Aufl.*	IV	1
Balkone und Erker	*1. Aufl.*	IV	1
Baugrundbelastung	*2. Aufl.*	III	
Baustoffe	*1. Aufl.*	II	
Bauten im Bergwerksterrain	*2. Aufl.*	III	
Bauunfälle	*1. Aufl.*	IV	3
Bauunfälle (Talsperren)	*2. Aufl.*	IV	
Behälter (Gas-, Teer-, Oel-)	*2. Aufl.*	V	
Belastung der Dächer	*1. Aufl.*	IV	1
Belastungsannahmen bei Brücken	*1. Aufl.*	III	3
Berechnung der Säulen	*1. Aufl.*	I	
Bergbau	*2. Aufl.*	VII	
Bestimmungen (Uebersicht)	*1. Aufl.*	IV	3
Betonierungsregeln	*1. Aufl.*	II	
Betonmischmaschinen	*1. Aufl.*	II	
Bindemittel (Baustoffe)	*1. Aufl.*	II	
Bogenbrücken u. Ueberwölbungen	*1. Aufl.*	III	3
Bogendächer	*1. Aufl.*	IV	1
Bollwerke	*2. Aufl.*	IV	
Brunnengründungen	*2. Aufl.*	III	
Buhnen	*2. Aufl.*	IV	
Bureauhäuser	*1. Aufl.*	IV	2
Chemische Einwirkung verschiedener Flüssigkeiten	*2. Aufl.*	V	
Dachbauten	*1. Aufl.*	IV	1
Dalben	*2. Aufl.*	IV	
Dammbauten	*2. Aufl.*	IV	
Dammröhren	*2. Aufl.*	V	
Decken	*1. Aufl.*	IV	1
Drehscheiben	*1. Aufl.*	III	3
Druckfestigkeit des Eisenbetons	*1. Aufl.*	I	
Düker	*2. Aufl.*	V	
Durchlässe	*Aufl.*	III	3
Durchlässe	*2. Aufl.*	V	
Eisen als Baustoff	*1. Aufl.*	II	
Eisenbahnbalkenbrücken	*1. Aufl.*	III	3
Eisenbetonbestimmungen	*1. Aufl.*	IV	3
Eisenbetongewölbe (Theorie)	*1. Aufl.*	I	
Eisenbetongewölbe (Kuppelgewölbe)	*1. Aufl.*	IV	1
Eisenbetonkriegsbauten	*1. Aufl.*	III	3
Eisenbetonmaste	*1. Aufl.*	III	3
Eisenbetonpfähle	*2. Aufl.*	III	
Eisenbetonschwellen	*1. Aufl.*	III	3
Eisenbrücken mit Eisenbeton	*1. Aufl.*	III	3
Eiskeller	*1. Aufl.*	IV	2

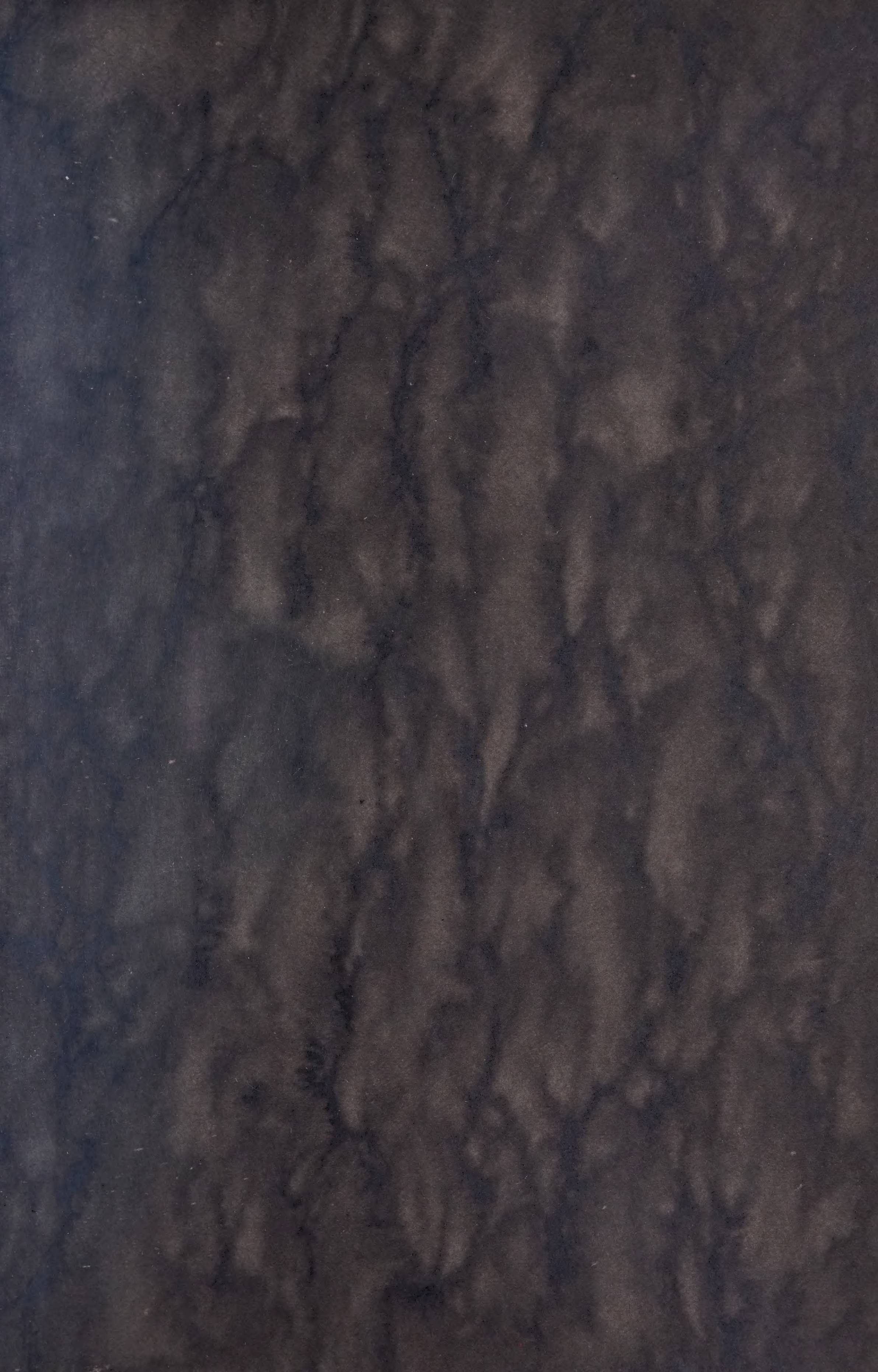
		Band	Teil
Elektrolytische Zerstörungen des Eisens im Beton	*1. Aufl.*	IV	1
Erker	*1. Aufl.*	IV	1
Fabrikgebäude	*1. Aufl.*	IV	2
Festungsbau	*1. Aufl.*	III	3
Feuersicherheit	*1. Aufl.*	IV	1
Feuersicherheit im Geschäftshausbau	*1. Aufl.*	IV	2
Flachgründungen	*2. Aufl.*	III	
Flugstaubkanäle	*2. Aufl.*	VII	
Flüssigkeitsbehälter	*2. Aufl.*	V	
Galerien für Theater	*1. Aufl.*	IV	1
Gangstege	*1. Aufl.*	III	3
Gelenke	*1. Aufl.*	III	3
Geschäftshäuser	*1. Aufl.*	IV	2
Geschichte des Eisenbetons	*1. Aufl.*	I	
Gesimse	*1. Aufl.*	IV	1
Gewächshaus	*1. Aufl.*	IV	2
Gewölbe (Kuppelgewölbe)	*1. Aufl*	IV	1
Gewölbe (Theorie und Versuche)	*1. Aufl.*	I	
Großräumige Silos	*1. Aufl.*	IV	2
Gründungen	*2. Aufl.*	III	
Hafendämme	*2. Aufl.*	IV	
Hellinge	*2. Aufl.*	IV	
Hochbahnen (Kohlenhochbahnen)	*1. Aufl.*	III	3
Hochbehälter	*2. Aufl.*	V	
Hochbehälter (Kragbauten an)	*1. Aufl.*	IV	1
Hohlkörpergründungen	*2. Aufl.*	III	
Holländer	*2. Aufl.*	V	
Innerer Ausbau	*1. Aufl.*	IV	1
Kabeltürme	*1. Aufl.*	III	3
Kaimauern	*2. Aufl.*	IV	
Kanalbrücken	*2. Aufl.*	V	
Kanalleitungen	*2. Aufl.*	V	
Kastengründungen	*2. Aufl.*	III	
Kellereien	*2. Aufl.*	V	
Kellerräume	*1. Aufl.*	IV	2
Keller, Wasserdichte	*2. Aufl.*	III	
Kirchen	*1. Aufl.*	IV	2
Kohlenhochbahnen	*1. Aufl.*	III	3
Kohlenschlammteiche	*2. Aufl.*	VII	
Konsolen für Kranbahnen	*1. Aufl.*	IV	1
Konzertsäle	*1. Aufl.*	IV	2
Kragbauten	*1. Aufl.*	IV	1
Kragdächer	*1. Aufl.*	IV	1
Kragkonstruktionen an Brücken	*1. Aufl.*	IV	1
Kriegsbauten	*1. Aufl.*	III	3
Kriegsschiffbau	*1. Aufl.*	III	3
Kühltürme	*2. Aufl.*	VII	
Kuppelgewölbe	*1. Aufl.*	IV	1
Kuppel- und Kegelformen	*2. Aufl.*	V	
Ladebühnen	*1. Aufl.*	IV	1
Lagerhäuser	*1. Aufl.*	IV	2
Landungsbrücken	*2. Aufl.*	IV	
Landwirtschaftliche Gebäude	*1. Aufl.*	IV	2

		Band	Teil
Lehrgerüste f. Betonbogenbrücken	1. Aufl.	II	
Leitungsgänge	2. Aufl.	V	
Leitungsmaste	1. Aufl.	III	3
Leitwerke	2. Aufl.	IV	
Leuchttürme, Leuchtbaken	2. Aufl.	IV	
Lokomotivschuppen	1. Aufl.	III	3
Lösch- und Ladebrücken	2. Aufl.	IV	
Luftdruckgründungen	2. Aufl.	III	
Lüftungsanlagen	2. Aufl.	VII	
Maschinenfundamente	2. Aufl.	III	
Maste s. a. Leitungsmaste	2. Aufl.	V	
Mauern aus Eisenbeton	1. Aufl.	IV	1
Mauern (Kaimauern)	2. Aufl.	IV	
Mauerwerksbau	2. Aufl.	III	
Meiereien	1. Aufl.	IV	2
Mischmaschinen	1. Aufl.	II	
Mörtel und Beton (Baustoffe)	1. Aufl.	II	
Müllkästen	1. Aufl.	IV	2
Passagen	1. Aufl.	IV	2
Personentunnel	2. Aufl.	VII	
Pfähle	2. Aufl.	III	
Pfeiler	1. Aufl.	IV	1
Preuß. Eisenbetonbestimmungen	1. Aufl.	IV	3
Probekörper aus Stampfbeton	1. Aufl.	II	
Querschwellen aus Eisenbeton	1. Aufl.	III	3
Rahmenbauten	1. Aufl.	IV	1
Rahmenträger	1. Aufl.	III	3
Rampen, Ladebühnen	1. Aufl.	IV	1
Reinigungsgruben	1. Aufl.	III	3
Rekonstruktionen	1. Aufl.	IV	3
Rekonstruktionen von Mauern, Widerlagern	2. Aufl.	III	
Rekonstruktionen von Tunneln	2. Aufl.	VII	
Rippenkuppeln	1. Aufl.	IV	1
Röhren	2. Aufl.	V	
Rübenschwemmkanäle	1. Aufl.	IV	2
Rührbütten	2. Aufl.	V	
Saalbauten	1. Aufl.	IV	2
Säulen	1. Aufl.	IV	1
Säurebehälter	2. Aufl.	V	
Säurebeständigkeit, Vorkehrungen für die	2. Aufl.	V	
Schachtausbau	2. Aufl.	VII	
Schalung bei Balkenbrücken	1. Aufl.	II	
Schalung bei Bogen	1. Aufl.	II	
Schalung im Hochbau	1. Aufl.	II	
Scheunen	1. Aufl.	IV	2
Schießstände	2. Aufl.	III	
Schiffsgefäße	2. Aufl.	IV	
Schleusen	2. Aufl.	IV	
Schornsteine, Hohe	1. Aufl.	IV	2
Schutzvorrichtungen gegen Lawinen	2. Aufl.	VII	
Schwebegründungen	2. Aufl.	III	
Schwellen	1. Aufl.	III	3
Seemolen	2. Aufl.	IV	
Seilbahnstützen	1. Aufl.	IV	2
Sicherheit gegen Feuer, Blitz, Rost	1. Aufl.	IV	1
Silos	1. Aufl.	IV	2
Stadtbahnen	2. Aufl.	VII	
Stallgebäude	1. Aufl.	IV	2
Standröhren	2. Aufl.	V	
Staudämme	2. Aufl.	IV	
Straßenbrücken	1. Aufl.	III	3
Streckenausbau im Bergbau	2. Aufl.	VII	
Stützmauern	2. Aufl.	III	

		Band	Teil
Talsperren	2. Aufl.	IV	
Theater	1. Aufl.	IV	2
Theorie des Eisenbetonbalkens	1. Aufl.	I	
Theorie des Eisenbetonbaues, Geschichtliche Entwicklung	1. Aufl.	I	
Theorie des Eisenbetongewölbes	1. Aufl.	I	
Tiefgründungen	2. Aufl.	III	
Tränken s. a. unter Viehtränken	1. Aufl.	IV	2
Transportvorrichtungen	1. Aufl.	II	
Treppen	1. Aufl.	IV	1
Trockendocks	2. Aufl.	IV	
Tunnelbau	2. Aufl.	VII	
Turbinenkammern	2. Aufl.	IV	
Ueberdeckungen, Ueberwölbungen	1. Aufl.	III	3
Uferbefestigungen	2. Aufl.	IV	
Umbauten	2. Aufl.	III	
Umfriedungen	1. Aufl.	IV	2
Umschließung von Baugruben	2. Aufl.	III	
Untergrundbahnen	2. Aufl.	V	
Untergrundbahnen	2. Aufl.	VII	
Unterirdische Leitungen	1. Aufl.	III	3
Unterwassertunnels	2. Aufl.	VII	
Verbundkonstruktionen von Eisen- und Stampfbetonbrücken	1. Aufl.	III	3
Verladebühnen	1. Aufl.	III	3
Versammlungsbauten	1. Aufl.	IV	2
Versuche mit Eisenbetonbalken	1. Aufl.	I	
Versuche mit Eisenbeton-Gewölben	1. Aufl.	I	
Versuche mit Säulen	1. Aufl.	I	
Viehtränken s. a. unter Tränken	2. Aufl.	V	
Vollkuppeln	1. Aufl.	IV	1
Vorläufige Bestimmungen, Eisenbahndirektion Berlin	1. Aufl.	IV	3
Vorläufige Leitsätze	1. Aufl.	IV	3
Vorrichten u. Verlegen des Eisens	1. Aufl.	II	
Vorschriften, Dänemark	1. Aufl.	IV	3
Vorschriften, England	1. Aufl.	IV	3
Vorschriften, Frankreich	1. Aufl.	IV	3
Vorschriften, Italien	1. Aufl.	IV	3
Vorschriften, Oesterreich	1. Aufl.	IV	3
Vorschriften, Schweiz	1. Aufl.	IV	3
Vorschriften für die Württemberg. Staatsbahnen	1. Aufl.	IV	3
Wannen	2. Aufl.	V	
Warenhäuser	1. Aufl.	IV	2
Wärterhäuschen	1. Aufl.	III	3
Waschanstalten	2. Aufl.	V	
Wasserdichte Keller	2. Aufl.	III	
Wasserdichtheit	2. Aufl.	V	
Wasserleitungen	2. Aufl.	V	
Wasserstationen	1. Aufl.	III	3
Wassertürme	2. Aufl.	V	
Wehre	2. Aufl.	IV	
Weingartenstöcke	1. Aufl.	IV	2
Weinkellereien	2. Aufl.	V	
Wellenbrecher	2. Aufl.	IV	
Wetterscheider	2. Aufl.	VII	
Widerlager v. Tragkonstruktionen	2. Aufl.	III	
Winkelstützmauern	2. Aufl.	III	
Wohn- und Geschäftshäuser	1. Aufl.	IV	2
Zäune	1. Aufl.	IV	2
Zellensilos	1. Aufl.	IV	2
Zielrohre	2. Aufl.	V	
Zuschlagstoffe (Baustoffe)	1. Aufl.	II	
Zwischendecken	1. Aufl.	IV	1
Zwischenpfeiler von Tragkonstruktionen	2. Aufl.	III	








UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 048938846